



Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
UPC BARCELONATECH

# RECOMENDACIONES PARA EL MODELADO NO LINEAL DE MUROS ACOPLADOS DE HORMIGÓN ARMADO CON ELEMENTOS TIPO SHELL Y FRAME MEDIANTE UN SOFTWARE COMERCIAL

1

) 'K 'U 'H

@ \_ #

# TRABAJO FINAL DE MASTER

# Resumen

Los sistemas estructurales de muros acoplados representan configuraciones eficientes para resistir acciones sísmicas en regiones con actividad sísmica alta o moderada y son comúnmente empleadas para edificaciones de altura. En este sentido la presente investigación tiene como objetivo proponer el procedimiento para el correcto modelado no lineal de muros acoplados de hormigón armado a partir del uso de elementos tipo frame y Shell, disponibles en los programas comerciales de mayor difusión como SAP2000, validando la modelación propuesta a partir de 05 ensayos experimentales disponibles en la literatura. Se analizaron diversos casos, con diferentes cuantías de refuerzo y geometrías tanto en muros como en vigas de acople. Se ha comparado 03 tipos de modelos: Elementos Frame con plasticidad concentrada definidas del análisis seccional, elementos frame con rótulas definidas a partir del ASCE 41-13 y modelos basados en elementos Shell layered. La evaluación de la respuesta de la estructura y nivel de daño se realizó a través de Análisis Estático No Lineal (AENL) y carga cíclica. Los resultados obtenidos muestran que con paquetes de software comerciales como el SAP2000, se puede alcanzar buena precisión en la respuesta global de la estructura, con errores en el orden del 10 % al 20 % ante carga cíclica y monotónica. Se demuestra también que las rótulas definidas con el ASCE 41-13 en general subestiman las derivas que alcanza la estructura mientras que la fuerza máxima queda bien representada. Además se demuestra que el modelo histerético Pivot es el mas adecuado para estructuras de muros acoplados ante carga cíclica tanto en modelos con Shell como con elementos frame.

A Dios por ser el motor de mi vida.

A mi padre Delfín Esteves, que está en el cielo.

A mi madre Julia Yaranga, por su apoyo permanente y aliento constante.

# Agradecimientos

Deseo agradecer especialmente al Dr. Jesús Miguel Bairán, por su apoyo e inspiración, y por su asesoría con la elaboración del presente trabajo, además manifestar mi admiración y estima hacia su persona.



# Índice general

Portada	I
Resumen	II
Dedicatoria	III
Agradecimientos	IV
Índice general	v
Índice de figuras	x
Índice de Tablas	xvi
<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
1.1. Motivación . . . . .	1
1.2. Objetivos . . . . .	2
1.2.1. Objetivo General . . . . .	2
1.2.2. Objetivos Específicos . . . . .	3
1.3. Metodología . . . . .	3
1.4. Contenido del documento . . . . .	4
<b>2. Estado de conocimiento</b>	<b>5</b>
2.1. Respuesta sísmica de muros acoplados . . . . .	5
2.2. Estado del arte en el modelado no lineal de muros acoplados de hor- migón armado . . . . .	7
2.2.1. Modelos microscópicos . . . . .	7
2.2.1.1. Método de elementos finitos . . . . .	7

2.2.2.	Modelos macroscópicos . . . . .	8
2.2.2.1.	Método de columna ancha o pórtico equivalente . . .	8
2.2.2.2.	Elemento shell . . . . .	10
2.2.2.3.	Multiple Vertical Line Element Model (MVLEM) . .	11
2.3.	Elemento Shell Layered Nonlinear . . . . .	13
2.3.1.	Grados de libertad del elemento shell . . . . .	13
2.3.1.1.	Membrana . . . . .	13
2.3.1.2.	Plate . . . . .	13
2.3.1.3.	Shell . . . . .	14
2.3.2.	Elemento Shell Layered . . . . .	15
2.4.	Elemento Frame . . . . .	16
2.4.1.	Descripción . . . . .	16
2.4.2.	Modelos de plasticidad . . . . .	17
2.4.3.	Curva de deformación plástica . . . . .	18
2.4.4.	Rigidez efectiva . . . . .	20
2.4.4.1.	ASCE 41-13 . . . . .	20
2.4.4.2.	ACI 318-14 . . . . .	21
2.4.4.3.	Turgeon J. 2011 . . . . .	21
2.4.5.	Longitud plástica . . . . .	22
2.5.	Modelos histeréticos para carga cíclica . . . . .	23

### 3. Metodología de modelado analítico no lineal con elementos Shell y

<b>Frame de SAP2000</b>	<b>25</b>
3.1. Introducción . . . . .	25
3.2. Modelo constitutivo de los materiales . . . . .	25
3.2.1. Hormigón . . . . .	25
3.2.2. Acero . . . . .	27
3.3. Elementos Shell . . . . .	27
3.3.1. Modelado con Shell layered Nonlinear . . . . .	27
3.3.1.1. Parámetros de elementos Shell Layered Nonlinear . .	28
3.3.1.2. Mallado . . . . .	34
3.3.1.3. Restricciones de borde . . . . .	35

3.3.1.4.	Inercia fisurada . . . . .	36
3.3.1.5.	Casos de carga . . . . .	36
3.3.1.6.	Modelos histeréticos de los materiales . . . . .	38
3.4.	Elementos Frame . . . . .	40
3.4.1.	Modelado con elementos frame . . . . .	40
3.4.2.	Geometría . . . . .	41
3.4.3.	Rótulas plásticas concentradas . . . . .	42
3.4.3.1.	Rótulas tipo axil-momento (PM3) . . . . .	43
3.4.3.2.	Rótulas de flexión (M3) . . . . .	50
3.4.3.3.	Rótulas de cortante (V2) . . . . .	53
3.4.4.	Rigidez efectiva e inercia fisurada . . . . .	56
3.4.4.1.	Modelos histeréticos de las rótulas . . . . .	56
3.5.	Energía disipada por daño y amortiguamiento histerético equivalente	58
<b>4.</b>	<b>Modelo analítico no lineal de ensayos experimentales de muros acoplados</b>	<b>59</b>
4.1.	Introducción . . . . .	59
4.2.	Programas experimentales . . . . .	60
4.3.	Chen et al . . . . .	60
4.3.1.	Descripción . . . . .	60
4.3.2.	Propiedades de los materiales . . . . .	61
4.3.3.	Modelado con Shell . . . . .	63
4.3.3.1.	Definición de capas del Shell . . . . .	63
4.3.3.2.	Mallado . . . . .	64
4.3.3.3.	Inercia fisurada . . . . .	65
4.3.3.4.	Modelos Histeréticos . . . . .	66
4.3.3.5.	Casos de carga lateral . . . . .	66
4.3.4.	Modelado con frame . . . . .	67
4.3.4.1.	Geometría . . . . .	67
4.3.4.2.	Definición de rótulas plásticas . . . . .	68
4.3.4.3.	Rigidez efectiva e inercia fisurada . . . . .	76
4.3.4.4.	Parámetros de curvas histeréticas de las rótulas . . .	76

4.3.5.	Protocolos y casos de carga . . . . .	77
4.4.	Santhakumar et al . . . . .	77
4.4.1.	Descripción . . . . .	77
4.4.2.	Propiedades de los materiales . . . . .	79
4.4.3.	Modelado con Shell . . . . .	81
4.4.3.1.	Definición de capas del Shell . . . . .	81
4.4.3.2.	Mallado . . . . .	83
4.4.3.3.	Inercia Fisurada . . . . .	83
4.4.3.4.	Modelos Histeréticos . . . . .	83
4.4.3.5.	Casos de carga lateral . . . . .	83
4.4.4.	Modelado con frame . . . . .	84
4.4.4.1.	Geometría . . . . .	84
4.4.4.2.	Definición de rótulas plásticas . . . . .	86
4.4.4.3.	Rigidez efectiva e inercia fisurada . . . . .	93
4.4.4.4.	Parámetros de curvas histeréticas de las rótulas . . .	93
4.4.5.	Protocolos de carga . . . . .	93
<b>5.</b>	<b>Resultados y discusión</b>	<b>94</b>
5.1.	Análisis Estático Lineal (Pushover) . . . . .	94
5.1.1.	Relaciones Fuerza-Deformación . . . . .	94
5.1.2.	Evaluación de daño en los especímenes . . . . .	96
5.1.3.	Efecto del tamaño de mallado en elementos Shell . . . . .	100
5.1.4.	Errores en la predicción de Fuerzas y derivas máximas . . . .	102
5.1.5.	Tiempo de cálculo . . . . .	103
5.2.	Respuesta ante carga cíclica . . . . .	103
5.2.1.	Relaciones Fuerza-Deformación . . . . .	103
5.2.2.	Energía de deformación y amortiguamiento . . . . .	111
5.2.3.	Errores en la predicción de Fuerzas y derivas máximas . . . .	114
5.2.4.	Tiempo de cálculo . . . . .	115
5.3.	Ventajas y desventajas del modelado no lineal con Shell y Frame . . .	116
5.4.	Limitaciones del programa SAP2000 . . . . .	117

<b>6. Conclusiones</b>	<b>119</b>
6.1. Trabajos de investigación futuros . . . . .	121
<b>Referencias Bibliográficas</b>	<b>122</b>
<b>Apéndices</b>	<b>125</b>
<b>A. Tablas de relaciones fuerza desplazamiento (Momento-Rotación) del ASCE 41-13</b>	<b>126</b>
<b>B. Diagramas momento rotación según ASCE 41-13 y análisis seccio- nal para muros CW1, CW2, CW3, Wall A y WallB</b>	<b>128</b>
<b>C. Relaciones momento rotación de rótulas a flexión para las vigas de acople CW1, CW2, CW3, Wall A y Wall B</b>	<b>134</b>
<b>D. Relaciones momento rotación de rótulas a corte para las vigas de acople CW1, CW2, CW3, Wall A y Wall B</b>	<b>137</b>

# Índice de figuras

2.1. Mecanismo de formación de rótulas plásticas en muros acoplados [1] .	6
2.2. Mecanismo de respuesta ante carga lateral de los muros acoplados [2]	6
2.3. Elementos viga columna para muros acoplados (modificado de Ding et al [3]) . . . . .	9
2.4. Elementos membrana o shell para muros y vigas de acople [3] . . . .	11
2.5. Multiple Vertical Line Element Model (OpeenSees,2019) . . . . .	12
2.6. Grados de libertad del elemento membrana [4] . . . . .	13
2.7. Grados de libertad del elemento plate [4] . . . . .	14
2.8. Grados de libertad del elemento Shell [4] . . . . .	14
2.9. Ejes locales y nodos del elemento shell en SAP2000 [5] . . . . .	15
2.10. Elemento Shell Layered con varias capas [6] . . . . .	16
2.11. Grados de libertad del elemento frame (Fuente Propia) . . . . .	17
2.12. Modelos de plasticidad idealizados para elementos viga-columna [7] .	18
2.13. Curva Fuerza desplazamiento/Momento rotación del SAP2000 [5] . .	19
2.14. Envolventes ante carga cíclica y monotónica [7] . . . . .	19
2.15. Tipos de modelos histeréticos [7] . . . . .	24
2.16. Tipos de degradación cíclica en osciladores [7] . . . . .	24
3.1. Modelo constitutivo de Mander para hormigón confinado y no confinado [8] . . . . .	26
3.2. Modelo constitutivo del acero (Modificado de [5]) . . . . .	27
3.3. Shell de 04 capas. Se muestra la superficie de referencia, nombres de capas y la distancia y espesor del layer C [5] . . . . .	28

3.4. Deformaciones no compatibles en nodos de un borde empotrado (fuente propia) . . . . .	35
3.5. Deformaciones no compatibles en nodos de un borde empotrado (fuente propia) . . . . .	35
3.6. Deformaciones en muros acoplados (a) SIN restricciones de borde (b) CON restricciones de borde (fuente propia) . . . . .	36
3.7. Modelo de Histéresis PIVOT de SAP2000 [5] . . . . .	38
3.8. Modelo de Histéresis Kinematic Hardening de SAP2000 [5] . . . . .	39
3.9. Modelado de muros acoplados con el método de columna ancha (fuente propia) . . . . .	41
3.10. Definición de rótula PM3 en SAP2000 (fuente propia) . . . . .	42
3.11. Definición de rótula PM3 en SAP2000 (fuente propia) . . . . .	43
3.12. Definición de curva de interacción para un muro simétrico (fuente propia) . . . . .	44
3.13. Definición de curva de interacción para un muro asimétrico (fuente propia) . . . . .	45
3.14. Curva momento Rotación del ASCE 41-13 [9] . . . . .	47
3.15. Relaciones momento rotación para un axil del diagrama de interacción del muro en SAP2000 (fuente propia) . . . . .	49
3.16. Definición de la rótula M3 para la viga de acople en SAP2000 (fuente propia) . . . . .	52
3.17. Relaciones fuerza-deformación generalizada para elementos de hormigón gobernados por corte según ASCE 41-13 (fuente propia) . . . . .	54
3.18. Rotación de cuerda en la viga de acople [9] . . . . .	55
3.19. Modelo de Histéresis Isotrópico de SAP2000 [5] . . . . .	57
4.1. Geometría y refuerzo de especímenes CW1, CW2, CW3 (modificado de [10]) . . . . .	60
4.2. Modelo constitutivo de Mander del hormigón no confinado (fuente propia) . . . . .	62
4.3. Modelo constitutivo de Mander del hormigón confinado (fuente propia) . . . . .	63

4.4. Modelo constitutivo del acero: (a) Ø4mm, (b)Ø6mm y (c)Ø8mm (fuente propia) . . . . .	63
4.5. Tamaño de malla 100mm y estados de carga para especímenes (a)CW1/CW3 y (b)CW2 (fuente propia) . . . . .	65
4.6. Definición del caso de carga estático no lineal en SAP2000 (fuente propia) . . . . .	66
4.7. Definición del caso de carga cíclico en SAP2000 (fuente propia) . . .	67
4.8. Geometría y estados de carga de especímenes (a)CW1/CW3, (b)CW2 (fuente propia) . . . . .	68
4.9. Modelado de especímenes CW1/CW2/CW3 (a)Distribución y tipo de rótulas, (b)Vista extruida de los especímenes (fuente propia) . . . . .	69
4.10. Diagrama de interacción del muro de corte para especímenes CW1/CW2/CW3 (fuente propia) . . . . .	70
4.11. Relaciones momento curvatura del muro de corte para especímenes CW1/CW2/CW3 (fuente propia) . . . . .	70
4.12. Relaciones momento rotación según ASCE 41-13 y Análisis seccional para el muro de corte del espécimen CW1/CW2/CW3 (fuente propia) . . . . .	71
4.13. Diagrama momento rotación adimensional para la viga de acople CW1, CW2 y CW3 (fuente propia) . . . . .	74
4.14. Relación Fuerza-Desplazamiento adimensional para la rótula de corte de vigas de acople CW1,CW2,CW3 (fuente propia) . . . . .	75
4.15. Geometría y detalles de refuerzo de especímenes Wall A y Wall B (modificado de [11]) . . . . .	78
4.16. Protocolo de carga cíclica para espécimen Wall A [11] . . . . .	78
4.17. Protocolo de carga cíclica para espécimen Wall B [11] . . . . .	79
4.18. Modelo de hormigón de Mander [12] no confinado para Wall A y Wall B (fuente propia) . . . . .	80
4.19. Modelo de hormigón de Mander [12] confinado para Wall A y Wall B (fuente propia) . . . . .	80
4.20. Modelo constitutivo del acero para Wall A y Wall B(fuente propia) .	81
4.21. Mallado y Estado de carga de especímenes Wall A y Wall B (fuente propia) . . . . .	84



4.22. Modelado con elementos frame de espécimen Wall A/Wall B (a) Estado de carga muerta y patrón de carga lateral. (b) Ubicación de rótulas de flexión y corte en muros y vigas (c) Ejes locales de los elementos frame (fuente propia) . . . . .	85
4.23. Diagrama de interacción para los diferentes cortes de los muros para especímenes Wall A y Wall B(fuente propia) . . . . .	86
4.24. Relaciones momento curvatura para el corte A del muro de los especímenes Wall A y Wall B (fuente propia) . . . . .	87
4.25. Relaciones momento rotación adimensional del análisis seccional y ASCE 41-13 para la viga de acople del espécimen Wall A y Wall B (fuente propia) . . . . .	91
4.26. Relación Fuerza-Desplazamiento para definir rótula de corte en la viga de acople del espécimen Wall A según ASCE 41-13 (fuente propia) . .	91
5.1. Comparación de la relación fuerza-deriva medida experimentalmente y predicha con elementos Shell y frame para especímenes CW1/CW2/CW3 (fuente propia) . . . . .	95
5.2. Comparación de la relación fuerza-deriva medida experimentalmente y predicha con elementos Shell y frame para especímenes Wall A y WallB (fuente propia) . . . . .	96
5.3. Daño en especímenes CW1, CW2 y CW3 con elementos frame del ASCE 41-13 (fuente propia) . . . . .	97
5.4. Componente de esfuerzo S22 en MPa de los especímenes CW1, CW2, CW3 con elementos Shell (fuente propia) . . . . .	98
5.5. Secuencia de formación de rótulas plásticas para especímenes Wall A y Wall B ante carga Pushover (fuente propia) . . . . .	100
5.6. Esfuerzos máximos del elemento shell para una deriva de 1.77% en los especímenes Wall A y Wall B (fuente propia) . . . . .	101
5.7. Curva de capacidad de los especímenes CW1 y CW2 para diferentes tamaños de malla del elemento Shell (fuente propia) . . . . .	101
5.8. Curva de capacidad de los especímenes Wall A y Wall B para diferentes tamaños de malla del elemento Shell (fuente propia) . . . . .	102

5.9. Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen CW1 con elementos Shell y frame (fuente propia) . . . . .	104
5.10. Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen CW2 con elementos Shell modelos Takeda y PIVOT (fuente propia) . . . . .	105
5.11. Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen CW2 con elementos Frame seccional modelos Takeda y PIVOT (fuente propia) . .	106
5.12. Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen CW2 con elementos Frame del ASCE 41-13, para modelos Takeda y PIVOT (fuente propia) . . . . .	106
5.13. Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen CW3 con elementos shell para modelos Takeda y PIVOT (fuente propia) . . . . .	107
5.14. Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen Wall A con elementos Frame y rótulas del análisis seccional, para modelos Takeda y PIVOT (fuente propia) . . . . .	107
5.15. Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen Wall A con elementos Frame y rótulas del análisis seccional, para modelos Takeda y PIVOT (fuente propia) . . . . .	108
5.16. Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen Wall A con elementos Frame y rótulas del ASCE 41-13, para modelos Takeda y PIVOT (fuente propia) . . . . .	109
5.17. Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen Wall B con elementos Frame y rótulas del ASCE 41-13, para modelos Takeda y PIVOT (fuente propia) . . . . .	109
5.18. Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen Wall A con elementos Frame y rótulas del análisis seccional, para modelos Takeda y PIVOT (fuente propia) . . . . .	110
5.19. Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen Wall A con elementos Frame y rótulas del ASCE 41-13, para modelos Takeda y PIVOT (fuente propia) . . . . .	110
5.20. Comparación de envolvente de lazos histeréticos fuerza cortante-desplazamiento en elementos Shell, frame y el obtenido experimentalmente para el espécimen CW2 (fuente propia) . . . . .	111

5.21. Comparación de envolvente de lazos histeréticos fuerza cortante- desplazamiento en elementos Shell, frame y el obtenido experimen- talmente para el espécimen Wall A (fuente propia) . . . . .	112
5.22. Comparación de envolvente de lazos histeréticos fuerza cortante- desplazamiento en elementos Shell, frame y el obtenido experimen- talmente para el espécimen Wall A (fuente propia) . . . . .	113

# Índice de Tablas

2.1. Valores de rigideces efectivas para componentes de muros acoplados propuestos por los códigos ACI 318-14 [13], ASCE 41-13 [9] y Turgeon-2011 [14] . . . . .	20
2.2. Valores de rigidez efectiva para muros y vigas de acople según ASCE 41-13 [9] . . . . .	20
2.3. Valores de Inercias Efectivas propuestos por el ACI 318-14 [13] . . . .	21
2.4. Valores de rigideces efectivas para Componentes de muros acoplados según Turgeon [14] . . . . .	22
3.1. Ángulos de material para capas de refuerzo en muros acoplados . . .	31
3.2. Parámetros del modelo PIVOT usados para muros acoplados en SAP2000 . . . . .	39
3.3. Parámetros del modelo PIVOT usados para muros acoplados en SAP2000 . . . . .	57
4.1. Protocolo de carga cíclica de los especímenes CW1, CW2, CW3 [10] .	61
4.2. Propiedades de los materiales especímenes CW1/CW2/CW3 [10] . . .	62
4.3. Cuantías longitudinales y transversales de las secciones Shell Layered para los especímenes CW1/CW2/CW3 . . . . .	64
4.4. Espesores y ángulos de acción del material para las capas de refuerzo de las secciones Shell para los especímenes CW1/CW2/CW3 . . . . .	64
4.5. Componentes de no linealidad de las capas de material . . . . .	64
4.6. Valores de rotaciones y criterios de aceptación del muro para rótulas de flexión en especímenes CW1/CW2/CW3 según ASCE 41-13 . . . .	71

4.7. Momento de fluencia, último y cortante actuante para las vigas de acople CW1/CW2/CW3 . . . . .	73
4.8. Variables para la definición de rótulas de flexión de viga de acople con refuerzo convencional de los especímenes CW1/CW2/CW3 según ASCE 41-13 . . . . .	73
4.9. Valores de rotación y criterios de aceptación para vigas de acople de especímenes CW1/CW2/CW3 según ASCE 41-13 . . . . .	74
4.10. Valores de rotaciones de vigas de acople y criterios de aceptación para definición de rótulas de corte en vigas de acople de especímenes CW1/CW2/CW3 según ASCE 41-13 . . . . .	76
4.11. Propiedades del hormigón para especímenes Wall A y Wall B [11] . .	79
4.12. Fluencia y resistencia última del acero para los especímenes Wall A y Wall B [11] . . . . .	80
4.13. Cuantías longitudinales, transversales y diagonales de las secciones de los elementos Shell . . . . .	81
4.14. Definición de espesores de capas del refuerzo longitudinal, transversal y diagonal para elementos shell . . . . .	82
4.15. Componentes de no linealidad de las capas del elemento shell . . . . .	83
4.16. Valores de rotaciones y criterios de aceptación del muro para rótulas de flexión en especímenes Wall A y Wall B Cortes A y B según ASCE 41-13 . . . . .	87
4.17. Valores de rotaciones y criterios de aceptación del muro para rótulas de flexión en especímenes Wall A y Wall B Cortes C y D según ASCE 41-13 . . . . .	88
4.18. Valores de cortante nominal para los cortes A-A/B-B/C-C del muro de los especímenes Wall A y Wall B . . . . .	88
4.19. Variables para la definición de rótulas de flexión de viga de acople con refuerzo convencional del espécimen Wall A según ASCE 41-13 . . . .	89
4.20. Valores de las rotaciones y criterios de aceptación para la definición de rótula de corte en Viga de acople de espécimen Wall A según ASCE 41-13 . . . . .	92

4.21. Cortante nominal de vigas de acople con refuerzo convencional y diagonal de especímenes Wall A y Wall B . . . . .	92
5.1. Errores relativos de Fuerzas cortantes y derivas máximas para especímenes CW1,Cw2,CW3, Wall A y Wall B . . . . .	103
5.2. Energía histerética y amortiguamiento histerético equivalente obtenidos experimentalmente, y a través de modelos con elementos shell y frame para especimen CW2 . . . . .	111
5.3. Energía histerética y amortiguamiento histerético equivalente obtenidos experimentalmente, y a través de modelos con elementos shell y frame para especimen Wall A . . . . .	112
5.4. Energía histerética y amortiguamiento histerético equivalente obtenidos experimentalmente, y a través de modelos con elementos shell y frame para especimen Wall B . . . . .	113
5.5. Fuerzas máximas y derivas ante carga cíclica de los especímenes CW1, CW2, CW3, wall A, Wall B con elementos Shell . . . . .	115
5.6. Fuerzas máximas y derivas ante carga cíclica de los especímenes CW1, CW2, wall A, Wall B con elementos frame . . . . .	115
5.7. Tiempo de cálculo de la respuesta de la estructura para todos los especímenes ante carga cíclica . . . . .	116

# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1. Motivación

Los sistemas estructurales de muros acoplados representan configuraciones eficientes para resistir acciones sísmicas en regiones con actividad sísmica alta o moderada, y se emplea normalmente en edificaciones de gran altura menores a los 73m y se diseñan típicamente usando análisis elástico lineal y recomendaciones de los códigos de diseño [15]. Se espera que esta configuración incremente la resistencia lateral y disipe una mayor cantidad de energía sísmica que los muros en voladizo a través de un sistema de formación de rótulas plásticas que inician en las vigas de acoplamiento y luego en la base de los muros [16]. Consecuentemente, es importante estudiar métodos de diseño efectivo de éstos elementos que representen con suficiente precisión su desempeño No lineal, que además sea práctico, se pueda desarrollar con las herramientas computacionales disponibles y que tenga un bajo costo computacional de cálculo.

Existen en la actualidad algunos estudios sobre modelos analíticos no lineales ([3], [17], [15], [18], entre otros) para reproducir el complejo comportamiento no lineal de estas estructuras. Sin embargo la mayoría de éstos modelos son desarrollados con elementos no lineales ligeramente complejos basados en elementos finitos y elementos tipo MVLEM (Multiple Vertical Line Element Model [19]) usadas a nivel de investigación pero que por ahora no están implementados en los

programas comerciales existentes, dificultando su uso a gran escala. Los paquetes de software académicos o de investigación como OpenSees, OOFEM o IDARC de código abierto, si bien ofrecen muchas ventajas en cuanto a los elementos, tipos de material y algoritmos que emplean, su uso a nivel profesional a grandes escalas es en la actualidad bastante limitado [6], en parte por la compleja interacción que existe entre éstos paquetes y su uso a nivel profesional.

En este sentido la presente investigación tiene como objetivo proponer el procedimiento para el correcto modelado no lineal de muros acoplados de hormigón armado a partir del uso de elementos tipo frame y Shell, disponibles en los programas comerciales de mayor difusión (tipo SAP2000), validando la modelación propuesta a partir de 05 ensayos experimentales disponibles en la literatura. Se han de analizar casuísticas variadas, con diferentes cuantías de armado y geometrías tanto en muros como en vigas de acople. Se han de comparar 03 tipos de modelos: Elementos Frame con plasticidad concentrada definidas del análisis seccional, elementos frame con rótulas definidas a partir del ASCE 41-13 y modelos basados en elementos Shell layered a través del modelo de capas no lineal. La evaluación de la respuesta de la estructura y nivel de daño se realizará a través de Análisis Estático No Lineal (AENL) y carga cíclica. Finalmente se mostrarán los resultados obtenidos y las recomendaciones para la realización correcta del modelado de este tipo de estructuras.

## 1.2. Objetivos

### 1.2.1. Objetivo General

Proponer un procedimiento en un software comercial (SAP2000) para el correcto modelado no lineal de muros de hormigón armado con vigas de acoplamiento, con el uso de elementos tipo frame y Shell, evaluando su respuesta global ante carga cíclica y monotónica, nivel de daño, costo computacional y niveles de disipación de energía.



### 1.2.2. Objetivos Específicos

- Describir los métodos y procedimientos actuales en lo que corresponde al estado del arte para estructuras basadas en muros de hormigón armado con vigas de acoplamiento.
- Validar los procedimientos propuestos por el ASCE 41-13 para el modelado de estructuras basadas en elementos tipo frame y modelos de plasticidad concentrada.
- Reproducir 05 ensayos experimentales a través de las modelaciones indicadas.
- Proponer los parámetros de modelación no lineal en SAP2000 para elementos frame y shell ante carga cíclica y monotónica.
- Evaluar la respuesta de la estructura a través de métodos de Análisis Estático No Lineal (AENL) y carga cíclica.

## 1.3. Metodología

Para la elaboración del presente trabajo se han de seguir los siguientes pasos:

1. Se han de escoger 05 especímenes de muros acoplados de hormigón armado disponibles en la literatura, de diferentes configuraciones, y distribuciones de refuerzo convencional y diagonal en vigas de acople, y diferentes tipos de falla.
2. Se ha de modelar los especímenes con procedimientos no lineales a partir de elementos shell ante carga cíclica y pushover.
3. En función de los resultados obtenidos, se han de proponer valores de los parámetros y estrategias de modelado no lineal empleando elementos shell, de tal forma de aproximar el modelo al comportamiento real de la estructura.
4. Se ha de modelar los especímenes con elementos frame y rótulas concentradas del ASCE 41-13 y rótulas del análisis seccional, ante carga cíclica y pushover.
5. En función de los resultados obtenidos se han de proponer valores de parámetros no lineales para obtener resultados lo mas cercanos posibles al real.

6. Finalmente, se han de presentar las conclusiones y recomendaciones de este estudio.

## 1.4. Contenido del documento

La presente tesis de investigación se divide en 06 capítulos: En el capítulo 01 se describe la motivación y objetivos del presente trabajo. En el capítulo 02 se describe el estado del arte en cuanto a la modelación no lineal de estructuras de muros acoplados y métodos de diseño actuales. En el capítulo 03 se describe el procedimiento propuesto para el correcto modelado no lineal de muros acoplados usando elementos frame y shell. En el capítulo 04 se describe las campañas experimentales y proceso de modelado de las mismas reproducidas en el presente estudio. En el capítulo 05 se muestra y se discuten los resultados obtenidos de la modelación. El capítulo 06 muestra las principales conclusiones del presente trabajo y finalmente se presentan las referencias y anexos que complementan esta tesis.

# Capítulo 2

## Estado de conocimiento

### 2.1. Respuesta sísmica de muros acoplados

Los muros estructurales acoplados conforman un eficiente mecanismo estructural para resistir acciones sísmicas ya que la plasticidad está destinada a ocurrir no sólo en las bases de los muros sino también en las vigas de acople, la disipación de energía es distribuida sobre una región mas amplia de toda la estructura, consiguiendo de esta forma un amortiguamiento viscoso equivalente mayor que en el caso de muros en voladizo [16] tal como se muestra en la imagen 2.1 [1]. Este sistema se emplea en regiones con alta a moderada sismicidad y es comúnmente usado para edificaciones de gran altura menores a los 73m [15] sobre todo en fachadas en los que es necesario colocar muros de corte y se tiene presencia de ventanas y puertas o ductos de ascensor, y cuya distribución de aberturas obedece básicamente a requisitos arquitectónicos ( [17], [18]).

Típicamente las vigas de acoplamiento tienen una relación de aspecto bastante bajo, lo que lo hace susceptible a efectos de cortante, que tiene que ser tomado en cuenta durante el diseño de éstos elementos [16]. La figura 2.2 muestra una configuración típica de una estructura de muros acoplados. Las acciones laterales son resistidas a través de dos mecanismos (a) Los momentos de flexión desarrolladas en las vigas inducen una transmisión de fuerzas axiales en los muros resultando un par de fuerzas axiales sobre los muros que incrementan el momento de volteo como se manifiesta en

## 2.1. Respuesta sísmica de muros acoplados

la ecuación 2.1. (b) Cada muro resiste una parte del momento de volteo por efecto de la flexión [16].

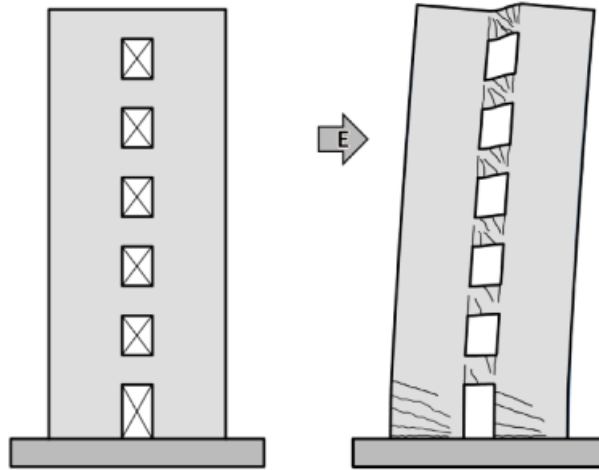


Figura 2.1: Mecanismo de formación de rótulas plásticas en muros acoplados [1]

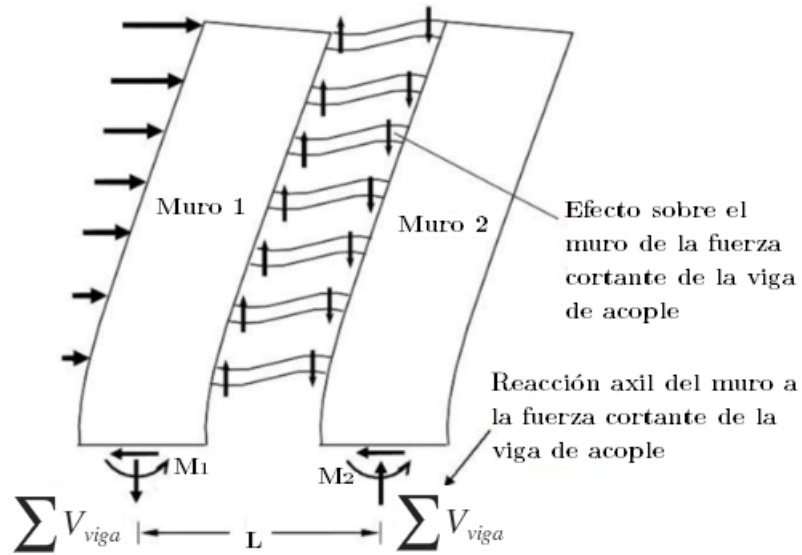


Figura 2.2: Mecanismo de respuesta ante carga lateral de los muros acoplados [2]

$$M_{OTM} = M_1 + M_2 + \sum V_{viga,i} \quad (2.1)$$

## 2.2. Estado del arte en el modelado no lineal de muros acoplados de hormigón armado

Dónde:  $M_{OTM}$ , es el momento de volteo,  $M_1$  Momento resistido por el muro en tensión,  $M_2$  es el momento resistido por el muro en compresión,  $\sum V_{viga,i}$  es la sumatoria de fuerzas cortantes sísmicas en las vigas de acoplamiento.  $L$ , es la distancia entre los ejes de los muros de corte.

La viga de acople modifica la respuesta estructural no sólo incrementando la resistencia de volteo y por tanto la resistencia a cortante, sino también reduciendo las derivas [16]. El grado de acoplamiento y su influencia en la respuesta de la estructura es normalmente cuantificada a partir de la relación momento resistente en la base debido al efecto de las vigas de acople y el momento de volteo total.

$$\beta_{CB} = \frac{M_{viga}}{M_{OTM}} = \frac{(\sum V_{viga}) \cdot L}{M_{OTM}}$$

El valor del grado de acoplamiento ( $\beta_{CB}$ ) adoptado actualmente está en el rango de 0.25 a 0.75 y se debe de escoger de tal forma que el refuerzo en los muros esté dentro de los límites normales [16].

## 2.2. Estado del arte en el modelado no lineal de muros acoplados de hormigón armado

Modelos analíticos no lineales en muros de corte acoplados pueden ser desarrollados via modelos microscópicos como el método de elementos finitos (FEM) o modelos macroscópicos basados en el comportamiento global de la estructura con una precisión razonable [17], que pueden considerar el efecto acoplado o no del axil, flexión y cortante.

### 2.2.1. Modelos microscópicos

#### 2.2.1.1. Método de elementos finitos

Los modelos microscópicos basados en elementos finitos no lineales con un alto nivel de detalle, con elementos 3D tipo solid pueden ser empleados para modelar muros de hormigón acoplados, y pueden ser bastante precisos para simular la respuesta

## 2.2. Estado del arte en el modelado no lineal de muros acoplados de hormigón armado

global y local de la estructura, sin embargo su eficiencia para fines prácticos puede ser discutible sobre todo en modelos de estructuras complejas y que involucre muchos elementos [20].

Rezapour et al [17] da cuenta de lo complejo que puede llegar a ser un modelo detallado de elementos finitos 3D de estructuras de muros acoplados y el alto costo computacional que involucra.

En la actualidad existen diversos programas basados en elementos finitos, con los que se puede desarrollar modelos detallados como Abaqus, Ansys, Diana, etc.

### 2.2.2. Modelos macroscópicos

Los modelos macroscópicos consideran simplificaciones en los grados de libertad de los elementos, lo que conduce a un menor tamaño de la matrices de rigidez y por tanto un tiempo de análisis mucho mas rápido y eficiente, con una precisión razonable para fines prácticos [17].

Seis modelos macroscópicos fueron introducidos en la literatura, incluyendo modelos de un componente, de dos componentes, modelos con resortes multiaxiales, modelos de armadura, modelos multi-resortes y modelos multi-componentes [21]. Los métodos de modelado no lineal de muros acoplados empleados en investigaciones pasadas pueden resumirse en los siguientes [3]:

#### 2.2.2.1. Método de columna ancha o pórtico equivalente

El método de columna ancha o pórtico equivalente ha sido propuesto para el análisis de muros acoplados en la década de los 60 (MacLeod 1967, Schwaighofer 1969) y consistía en reducir un complejo sistema de muros acoplados a una serie de columnas anchas, representadas por elementos viga-columna ubicadas en el eje de cada muro mientras que las vigas de acople son modeladas con un momento de inercia reducido debido a la degradación por cortante y con brazos rígidos en los extremos de la viga con una longitud igual a la mitad del muro [22]. Este método tiene la ventaja de que

## 2.2. Estado del arte en el modelado no lineal de muros acoplados de hormigón armado

el pórtico equivalente puede ser integrado a los otros elementos de la estructura de la edificación permitiendo que la interacción entre los elementos pueda ser determinado.

Posteriormente se han publicado diversas investigaciones (Michael 1967, Bhatt 1973, Saatciaglu et al 1980, Shiu 1984, entre otros) que han planteado propuestas para tomar en consideración el comportamiento plástico de los elementos que componen el sistema [22]. En años mas recientes y con el desarrollo de la tecnología y los software de cálculo disponibles, se han publicado investigaciones de diferentes tipos de modelos de plasticidad tanto concentrada como distribuida en elementos viga-columna y se han estudiado la influencia de diferentes parámetros como el grado de acoplamiento y la orientación del refuerzo y otras variables. (Harries et al 1993, El-Tawil 2003, McNeice 2006, Fortney and Sharooz 2009 entre otros) [2].

La figura 2.3 resume los modelos de plasticidad para el análisis no lineal empleando elementos viga-columna disponibles en la literatura actualmente. Esta figura ha sido modificada de Ding et al, 2019 [3].

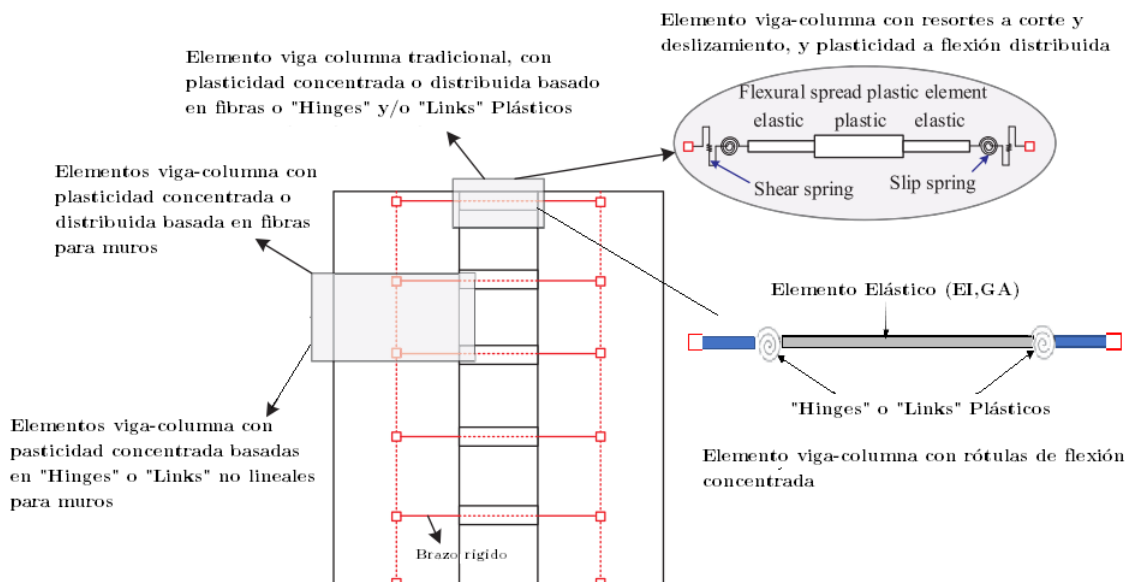


Figura 2.3: Elementos viga columna para muros acoplados (modificado de Ding et al [3])

## 2.2. Estado del arte en el modelado no lineal de muros acoplados de hormigón armado

Los elementos viga-columna que se asignan a los muros, pueden ser de plasticidad distribuida en base al modelo de fibras que obtiene la plasticidad a partir de los modelos constitutivos de los materiales y la ubicación real del refuerzo construyendo internamente las relaciones momento-curvatura en cada paso de carga o a partir de la definición de las relaciones momento curvatura y la longitud plástica finita. También se puede asignar elementos viga-columna de plasticidad concentrada a partir de la definición no lineal de Hinges que pueden ser de flexión, cortante, Flexo-compresión [5]. De igual forma para los elementos viga-columna que se asignen a la vigas de acople, pueden ser de plasticidad a flexión distribuida con rótulas a corte y deslizamiento concentradas [3], o el modelo mas simple de la viga de acople que considera el elemento viga-columna con rótulas de flexión concentradas en ambos extremos de la viga, representados a partir de Hinges no lineales [18].

Éstos modelos son llamados modelos no acoplados debido a que no considera la interacción axil-flexión-cortante [15]. Muchos de éstos modelos están disponibles en diversos programas académicos como OopenSees, Raumoko y profesionales como SAP2000, Perform 3D, MSC Marc, etc.

### 2.2.2.2. Elemento shell

El uso de los elementos shell o plate, ha sido posible con el desarrollo de los paquetes de software y la computación, siendo los primeros trabajos para modelar muros de corte con estos elementos publicados por diversos investigadores en los 90 (por ejemplo: Bolander and Wight 1991, Remmetter 1992) [22]. Posteriormente de igual forma, se han desarrollado diversas investigaciones para mejorar la caracterización de las leyes constitutivas de los materiales y su interacción con el elementos shell layered, (por ejemplo: Lu et al 2015 [10], CSI 2015 [23], entre otros).

Para obtener una mejor precisión, los muros de corte y las vigas de acople pueden ser modeladas a partir de complejos elementos de membrana 2D o elementos Shell 3D tal como se muestra en la figura 2.4 [3].



## 2.2. Estado del arte en el modelado no lineal de muros acoplados de hormigón armado

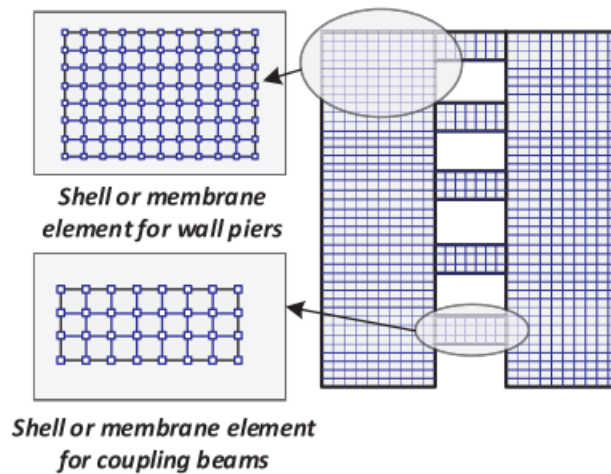


Figura 2.4: Elementos membrana o shell para muros y vigas de acople [3]

Pese a la precisión de éstos modelos, se requiere mucho tiempo de cálculo, debido a las complejas relaciones constitutivas bidimensionales para el hormigón, sobre todo en estructuras muy complejas y ante carga cíclica y dinámica [3]. En SAP2000 y Perform 3D se dispone de modelos no acoplados para las relaciones constitutivas de los materiales [5]. Se hará una descripción mas detallada de éstos modelos en la siguiente sección.

### 2.2.2.3. Multiple Vertical Line Element Model (MVLEM)

El modelo MVLEM ha sido desarrollado y mejorado por diversos investigadores desde la década de los 80 (Vulcano 1988, Orackal 2004, Kolozvari 2015, Rezapour 2018 [17] y Kolozvari 2018 [15], entre otros), que consisten en modelar vigas y muros de corte por una secuencia de elementos viga-columna con un resorte horizontal para capturar el efecto de cortante sobre las componentes. Un único elemento MVLEM del modelo incorpora seis grados de libertad globales, tres de cada uno ubicados en el centro de las vigas rígidas superior e inferior, como se ilustra en la figura 2.5. La respuesta axial-flexión se simula mediante una serie de elementos uniaxiales (o macro fibras) conectados a las vigas rígidas en los niveles superior e inferior, mientras que la respuesta al corte se describe mediante un resorte de corte ubicado en altura  $ch$  desde la parte inferior del elemento estructural. Las respuestas de corte y flexión del elemento pueden estar desacopladas [17] o acopladas [15]. Un

## 2.2. Estado del arte en el modelado no lineal de muros acoplados de hormigón armado

valor de  $c = 0.4$  para muros de corte fue recomendado por Vulcano et al [19] basado en la comparación de la respuesta del modelo con los resultados experimentales.

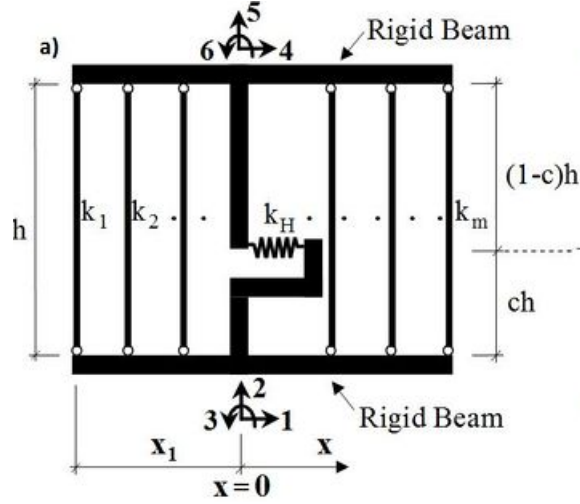


Figura 2.5: Multiple Vertical Line Element Model (OpeenSees,2019)

De acuerdo con FEMA 356 [24], el elemento MVLEM debe ser usado sólo para modelar muros rectangulares y segmentos de muro con relaciones de aspecto menores a 2.5.

Por otro lado en los elementos MVLEM, es ligeramente complicado determinar los parámetros del modelo, además de ello el estado de daño no puede visualizarse claramente para ayudar al diseñador a entender la performance sísmica de la estructura [3].

Este elemento ha demostrado mucha precisión y eficiencia para reproducir el comportamiento global y local de muros acoplados ([17], [15]), sin embargo actualmente no está disponible para programas de uso profesional, pero puede encontrarse en programas académicos como OpenSees o Abaqus.

## 2.3. Elemento Shell Layered Nonlinear

### 2.3.1. Grados de libertad del elemento shell

#### 2.3.1.1. Membrana

Es un elemento finito bidimensional, de tres o cuatro nodos con 03 grados de libertad en cada nodo (dos traslaciones en  $U_1, U_2$  y una rotación  $R_3$ ) tal como se muestra en la figura 2.6. La matriz de rigidez de un elemento membrana está en función de su área y el módulo de elasticidad [4].

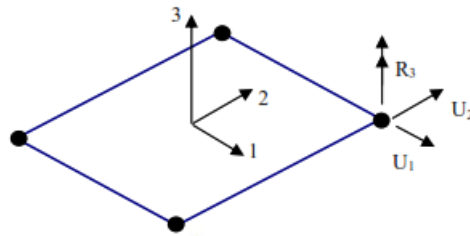


Figura 2.6: Grados de libertad del elemento membrana [4]

El elemento membrana debido a sus grados de libertad, sólo permite acciones que estén paralelos a su plano. Si se discretiza un elemento membrana con cargas perpendiculares a su plano, se requiere que todos los nodos generados estén restringidos con un apoyo, de lo contrario se forma un mecanismo. Si se discretiza el elemento membrana con cargas paralelas a su plano, entonces se puede calcular las deformaciones y rotaciones de los nodos en sus grados de libertad respectivos [4]. El elemento membrana se puede usar para modelar muros de corte con cargas coplanares.

#### 2.3.1.2. Plate

Es un elemento finito bidimensional de tres o cuatro nodos con 03 grados de libertad ( $R_1, R_2$  y  $U_3$ ) tal como se muestra en la figura 2.7. La matriz de rigidez del elemento plate está en función de su módulo de elasticidad y su inercia. Debido a sus grados de libertad, el elemento plate soporta cargas perpendiculares a su plano y se puede emplear para analizar y diseñar losas macizas o muros de contención planos [5].

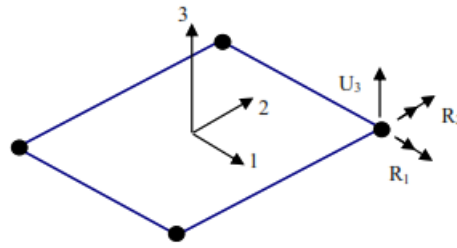


Figura 2.7: Grados de libertad del elemento plate [4]

### 2.3.1.3. Shell

Es un elemento finito bidimensional de tres o cuatro nodos con 06 grados de libertad en cada nodo ( $U_1, U_2, U_3, R_1, R_2, R_3$ ) tal como se muestra en la figura 2.8. El elemento shell tiene los grados de libertad del elemento membrana y plate, por lo que soporta cargas perpendiculares y paralelas al plano [5]. El elemento Shell, se emplea normalmente en cualquier elemento en el que se espere deformaciones coplanares y fuera del plano, como modelos de estructuras en 3D.

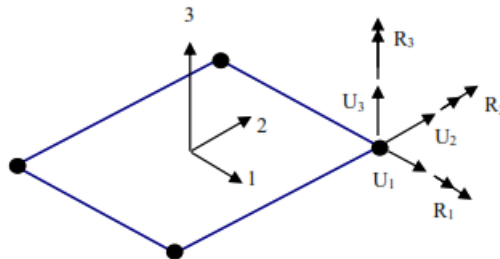


Figura 2.8: Grados de libertad del elemento Shell [4]

En SAP2000, se puede definir los elementos shell como **Thin** o **Tick**, la diferencia entre ambos es la teoría de placas que se ha de emplear en sus formulaciones. Cuando se define como **Thin**, se emplea en elemento shell la teoría de placas de Kirchhoff, que no considera las deformaciones transversales por corte, debido a que no influyen significativamente en la respuesta de la estructura. Cuando se define el elemento como **Tick** se emplea las formulaciones de la teoría de placas de Reissner/Mindlin que considera en sus formulaciones el efecto de cortante. El elemento Shell Layered siempre considera en su formulación la teoría de Reissner/Mindlin [5]. Un elemento

shell es considerado como **Thin**, si su relación altura/espesor es menor de 20, de lo contrario es considerado como **Thick** [4].

### 2.3.2. Elemento Shell Layered

El elemento shell layered es un tipo de elemento área de cuatro-o tres-nodos y 06 grados de libertad por cada nodo, con el que se puede simular el comportamiento tipo membrana, plate o shell en el plano o en el espacio de los elementos estructurales. El material del elemento shell layered es definido a través de capas a lo largo del espesor del elemento y se puede emplear sus modelos constitutivos para idealizar el comportamiento no lineal [5].

La figura 2.9 muestra los ejes locales y nodos del elemento shell layered de cuatro nodos en SAP2000 [5]. Los nodos j1, j2, j3 y j4 representan la superficie de referencia del elemento shell que normalmente se encuentra en la parte media del espesor del elemento. Éstos nodos son importantes, pues las deformaciones y curvaturas de los puntos de integración en el plano, se calculan interpolando los desplazamientos y rotaciones de los nodos j1, j2, j3 y j4 [6].

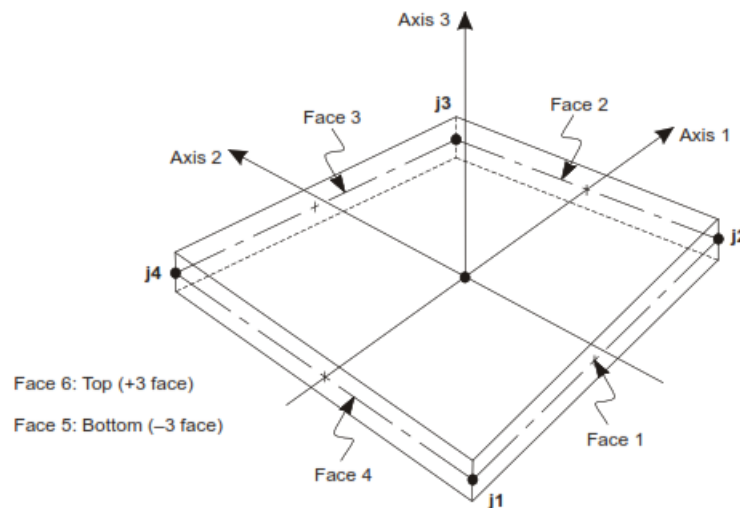


Figura 2.9: Ejes locales y nodos del elemento shell en SAP2000 [5]

Diferentes propiedades de materiales y espesores puede ser asignado a cada capa del elemento shell de acuerdo al espesor del elemento estructural y la distribución

de refuerzo, tal como se muestra en la figura 2.10 [6]. El refuerzo es distribuido en una o mas capas de acuerdo a su ubicación física y dirección tal como se muestra en la figura 2.10. Mientras el elemento shell layered sea dividido en varias capas, se puede lograr conseguir una distribución de esfuerzos razonable cercano a la realidad en todo el espesor del elemento shell.

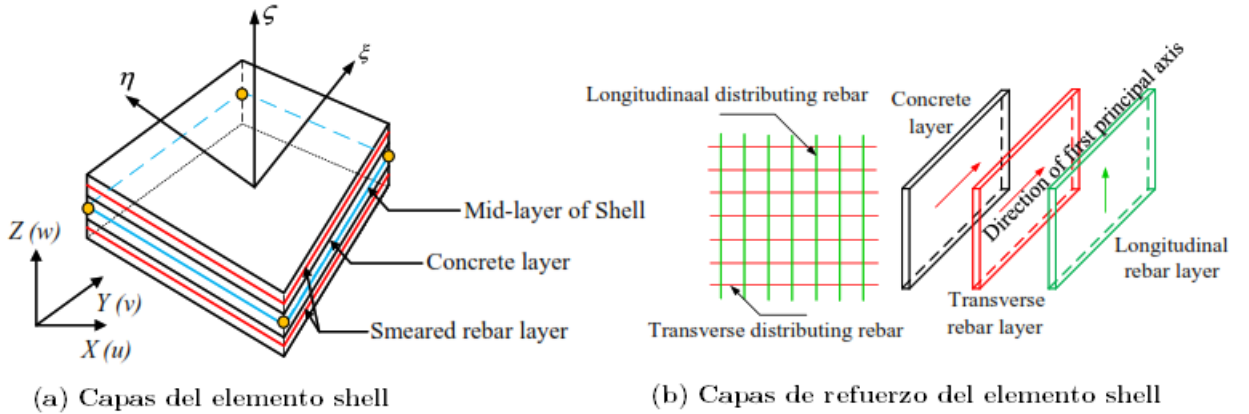


Figura 2.10: Elemento Shell Layered con varias capas [6]

En el elemento shell layered, las deformaciones axiales y las curvaturas de la superficie de referencia son calculadas inicialmente, luego las deformaciones y curvaturas de cada capa es obtenida, asumiendo hipótesis de deformación plana. Posteriormente los esfuerzos en cada punto de integración de cada capa son calculados de acuerdo con las leyes constitutivas. Finalmente, las fuerzas internas son calculadas usando métodos de integración estándar [6].

La definición de cada capa y las ecuaciones que gobiernan la relación tensión-deformación de las mismas dentro de SAP2000 se pueden ver en la sección 3.3.1.1.

## 2.4. Elemento Frame

### 2.4.1. Descripción

Es un elemento barra con 6 grados de libertad en cada extremo ( $U1, U2, U3, R1, R2, R3$ ) tal como se muestra en la figura 2.11 que puede ser

empleado para modelar vigas, columnas, muros, armaduras, cables, etc, en el plano o en estructuras en el espacio. Se puede simular el comportamiento no lineal a través de rótulas plásticas concentradas, además se puede emplear links no lineales para vincular elementos frame [5]. Por otro lado, también se puede simular el comportamiento no lineal con modelos de plasticidad distribuida o concentrada basados en fibras ([3], [15]).

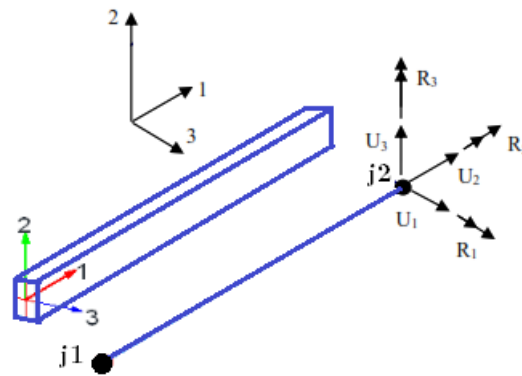


Figura 2.11: Grados de libertad del elemento frame (Fuente Propia)

### 2.4.2. Modelos de plasticidad

El comportamiento no lineal de elementos barra tipo viga-columna pueden ser representado a través de diferentes modelos de plasticidad, como se muestra en la figura 2.12. El modelo mas simple consiste en representar el comportamiento no lineal a partir de rótulas concentradas en los extremos del elemento como se muestra en la figura 2.12(a) y (b), en el que se concentra la plasticidad en un punto del elemento a partir de las relaciones momento rotación con una longitud plástica nula [7].

También existen modelos de plasticidad distribuida como el modelo de longitud plástica finita o el modelo de plasticidad basada en fibras (figura 2.12 (c) y (d), donde la plasticidad está representada a través de relaciones momento curvatura o se obtiene directamente a partir de la definición del modelo de fibras de la sección. La longitud plástica puede ser constante o variable. En este modelo las deformaciones

plásticas se integran a lo largo de la longitud plástica y es mas realista que el modelo de plasticidad concentrada. El modelo de plasticidad distribuida de fibras, por lo general no reporta directamente rotaciones plásticas, pero entrega las deformaciones tanto en el acero como en el concreto a diferencia del modelo de longitud plástica finita, en el que se puede calcular fácilmente las rotaciones de las rótulas plásticas. [7]

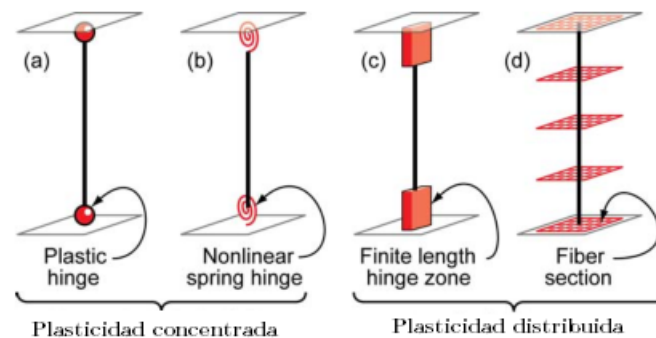


Figura 2.12: Modelos de plasticidad idealizados para elementos viga-columna [7]

El SAP2000 permite emplear todos estos modelos de plasticidad a través de la definición de las rótulas plásticas.

### 2.4.3. Curva de deformación plástica

Para cada grado de libertad se puede definir relaciones fuerza desplazamiento o momento rotación en función de los valores de fluencia y comportamiento plástico. Dentro del SAP2000, esta curva viene representada a través de la definición de 05 puntos tal cual muestra la figura 2.13 [5]. En SAP2000, el punto A de la curva representa el origen, el punto B es el punto de fluencia, no existe deformación (o rotación) en la rótula hasta el punto B a pesar de que se le asigne alguna deformación (o rotación), sólo se muestra las deformaciones o rotaciones plásticas luego del punto B. El punto C representa la capacidad última de la rótula plástica a partir del cual decae la resistencia. El punto D representa la resistencia residual y el punto E representa el punto de falla total [5].



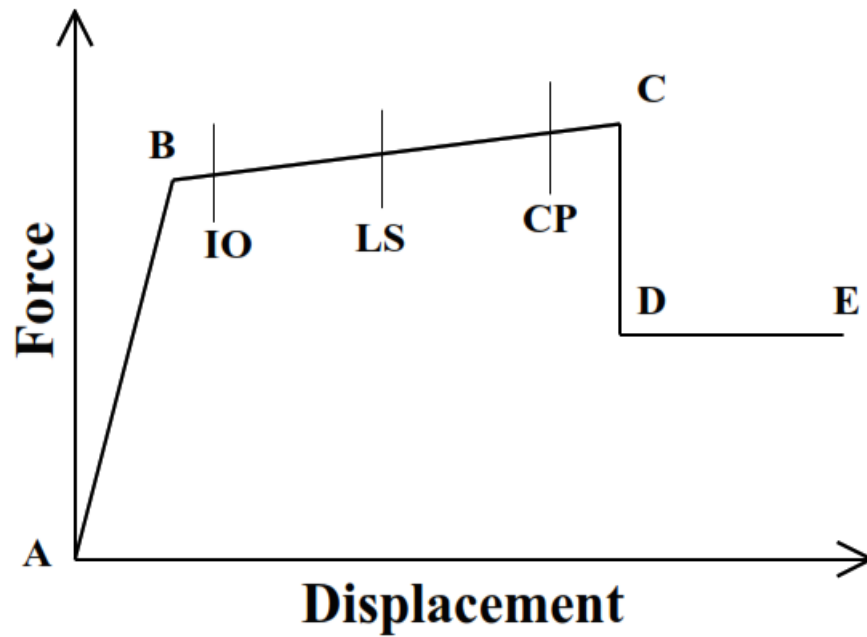
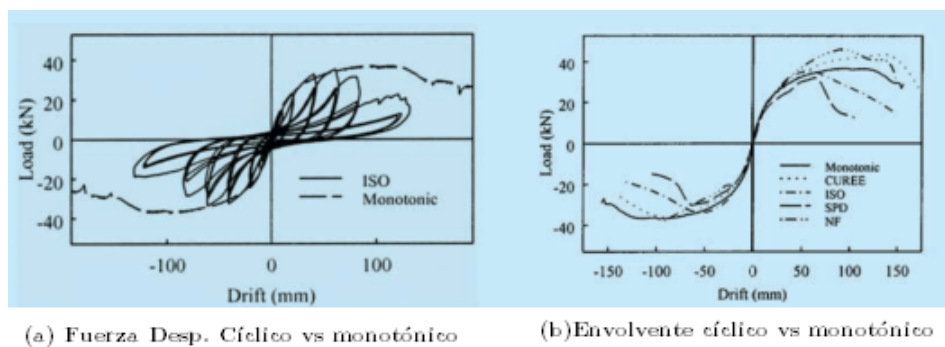


Figura 2.13: Curva Fuerza desplazamiento/Momento rotación del SAP2000 [5]

La envolvente de la curva de deformación plástica difiere cuando la estructura es sometida a carga monotónica y a carga cíclica tal como se muestra en la figura 2.14, donde se observa que la curva fuerza-desplazamiento sobrestima el desplazamiento y la fuerza máxima que se obtiene cuando la estructura es sometida a carga cíclica. La curva Backbone que es obtenida del ASCE 41 [9], toma en cuenta el efecto cíclico de las cargas dinámicas en la degradación de la resistencia. Dentro del ASCE 41, se especifica valores para los puntos C, D y E.



(a) Fuerza Desp. Cíclico vs monotónico

(b) Envolvente cíclico vs monotónico

Figura 2.14: Envolventes ante carga cíclica y monotónica [7]

#### 2.4.4. Rigidez efectiva

Los códigos y reportes técnicos recomienda diversos valores para tomar en consideración la rigidez efectiva. La tabla 2.1 muestra los valores típicos recomendados por el ACI 318-14 [13], ASCE 41-13 [9] y una investigación en cuanto a rigidez efectiva en muros acoplados propuesta por Turgeon [14].

Tabla 2.1: Valores de rigideces efectivas para componentes de muros acoplados propuestos por los códigos ACI 318-14 [13], ASCE 41-13 [9] y Turgeon-2011 [14]

Componente	ACI 318-14	ASCE 41-13	Turgeon
<b>Muro en Tensión</b>			
Flexión	$(0.7\text{--}0.35)E_c I_g$	$0.5E_c I_g$	$0.35E_c I_g$
Corte	$G_c A_w$	$G_c A_w$	$0.15G_c A_w$
Axil	$E_c A_g$	$E_c A_g$	$E_c A_g$
<b>Muro en Compresión</b>			
Flexión	$(0.7\text{--}0.35)E_c I_g$	$0.5E_c I_g$	$0.35E_c I_g$
Corte	$G_c A_w$	$G_c A_w$	$0.15G_c A_w$
Axil	$E_c A_g$	$E_c A_g$	$E_c A_g$
<b>Vigas de acople con refuerzo convencional</b>			
Flexión	$0.35E_c I_g$	$0.3E_c I_g$	$0.05E_c I_g$
Corte	$G_c A_w$	$G_c A_w$	$0.15G_c A_w$
Axil	$E_c A_g$	$E_c A_g$	$E_c A_g$
<b>Vigas de acople con refuerzo Diagonal</b>			
Flexión	$0.35E_c I_g$	$0.3E_c I_g$	$0.05E_c I_g$
Corte	$G_c A_w$	$G_c A_w$	$0.15G_c A_w$
Axil	$E_c A_g$	$E_c A_g$	$E_c A_g$

##### 2.4.4.1. ASCE 41-13

La tabla 10-5 del ASCE 41-13 [9], sugiere valores de rigidez efectiva para elementos de muros de corte y vigas de acople, los cuales se resumen en la tabla 2.2

Tabla 2.2: Valores de rigidez efectiva para muros y vigas de acople según ASCE 41-13 [9]

Componente	Valores de Rigidez efectiva		
	Flexión	Corte	Axil
<b>Vigas no prestresadas</b>	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	-
<b>Muro fisurado</b>	$0.5E_c A_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$ (Compresión) $E_s A_s$ (Tensión)

El ASCE 41-13 no considera degradación de rigidez por corte en ningún componente de muros acoplados, dado que el factor  $0.4E_c A_w$  se obtiene de la formulación

siguiente:

$$G_c A_w = \frac{E_c}{2 \cdot (1 + \nu)} \cdot A_w = 0.4 \cdot E_c \cdot A_w$$

Donde:  $G_c$ : Módulo de corte del hormigón,  $E_c$ : Módulo de elasticidad del hormigón,  $A_w$ : Área a cortante de la sección,  $\nu$  Coeficiente de Poisson, que vale 0.2 para hormigón no fisurado.

Las vigas de acople con refuerzo diagonal y convencional tienen los mismos valores de rigidez efectiva si no se cuenta con modelos mas detallados según el ASCE 41-13 [9].

#### 2.4.4.2. ACI 318-14

El Código ACI 318-14 [13] en su sección 6.6.3, recomienda valores para considerar la rigidez efectiva a flexión en muros y vigas para procedimientos elásticos. Los valores propuestos se muestran en la tabla 2.3

Tabla 2.3: Valores de Inercias Efectivas propuestos por el ACI 318-14 [13]

Miembro y condición		Inercia	Área de Secc. Transv.
<b>Muros</b>	Fisurados	$0.7I_g$	$1A_g$
	No fisurados	$0.35I_g$	$1A_g$
<b>Vigas</b>		$0.35I_g$	$1A_g$

Alternativamente el ACI 318-14 permite el uso de una inercia efectiva de 50 % de la inercia bruta( $I_g$ ) en todos los componentes para análisis ante cargas laterales mayoradas.

#### 2.4.4.3. Turgeon J. 2011

Turgeon J. [14], luego de un análisis exhaustivo de valores de rigideces efectivas para procedimientos elásticos específicos para sistemas de muros acoplados, con rigideces propuestos por 05 códigos y datos técnicos experimentales disponibles en la literatura, concluye que la rigidez de las vigas de acoplamiento tienen un impacto significativo en la respuesta del sistema, y esto es mas preciso para vigas con relaciones de aspecto menores o cercanos a 2. Los valores de rigidez efectiva sugeridos por Turgeon [14] para ser usados en un análisis elástico con Frame equivalente en sistemas muros acoplados se muestran en la tabla 2.4

Tabla 2.4: Valores de rigideces efectivas para Componentes de muros acoplados según Turgeon [14]

Componente	Valores de Rigidez efectiva		
	Flexión	Corte	Axil
Muros	$0.35E_cI_g$	$0.15G_cA_w$	$E_cA_g$
Vigas de acople	$0.05E_cI_g$	$0.15G_cA_w$	$E_cA_g$

### 2.4.5. Longitud plástica

La longitud plástica para modelos analíticos según el ASCE 41-13 [9] debe ser el peralte efectivo de la sección multiplicada por 0.5, y menos de la altura de un piso del muro. Existen propuestas como la de Priestley [16], que indica la longitud plástica para muros que forman parte de sistemas acoplados de acuerdo con las ecuaciones siguientes:

$$L_P = k \cdot H_e + 0.1 \cdot l_w + L_{sp}$$

$$k = 0.2 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08$$

$$L_{sp} = 0.022f_y d_{bl}$$

Dónde:  $L_P$ , es la longitud plástica del muro,  $H_e$ , es la altura efectiva del muro, que puede tomarse en forma conservadora como 0.7 de la altura total del muro  $l_w$  es la longitud del muro,  $L_{sp}$  representa la longitud de penetración de la deformación del muro dentro de la cimentación,  $f_u$ , es la resistencia última del acero,  $f_y$ , fluencia del acero,  $d_{bl}$  diámetro de la barra longitudinal. Todas las variables en unidades internacionales.

De la misma forma, Priestley [16] propone ecuaciones para definir la longitud plástica en vigas de acople con refuerzo convencional y diagonal, de acuerdo a las expresiones siguientes:

#### Viga de acople con refuerzo convencional

$$L_P = k \cdot L_{CB} + L_{sp} \geq 2L_{sp}$$

$$k = 0.2 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08$$

#### Viga de acople con refuerzo diagonal

$$L_P = 0.5L_{CB} + L_{sp}$$

Donde:  $L_P$ , Longitud plástica de la viga,  $L_{CB}$ , es la luz libre de la viga de acople.

## 2.5. Modelos histeréticos para carga cíclica

Para el modelado del comportamiento histerético de los elementos ante carga cíclica, se debe tomar en cuenta parámetros como rigidez y resistencia inicial y la relación fuerza desplazamiento post fluencia, basados en principios de la mecánica o datos experimentales que consideren la influencia de la carga cíclica y la interacción del efecto del axil, flexión y cortante [7]. Bajo deformación ante carga cíclica ocurre un deterioro de la rigidez y resistencia durante los ciclos de carga, debido a la fisuración, compresión del hormigón, pandeo local del refuerzo, efecto de cortante, deslizamiento de la barra de refuerzo entre otros fenómenos, tal como se muestra en la figura 2.15. Si se considera modificadores de la rigidez y fuerzas internas apropiadas, el modelo puede simular cualquier material y configuración el comportamiento cíclico [7]. El ASCE 41-13 [9] y otras fuentes ([14], [13]), proponen valores apropiados de éstos modificadores ante carga cíclica.

El FEMA 440 (FEMA 2005), identifica dos tipos de degradación post fluencia para osciladores de un grado de libertad (ver figura 2.16). La degradación cíclica (a) se caracteriza por pérdida de resistencia y rigidez que ocurren en ciclos subsiguientes, en cambio la degradación en el ciclo (b) está caracterizada por la pérdida de resistencia y rigidez negativa que ocurren durante un mismo ciclo. De acuerdo con el FEMA 440 se debe diferenciar entre estos dos tipos. Mientras la degradación de resistencia en ciclos sucesivos ofrece una solución numéricamente estable, la degradación de resistencia en el mismo ciclo, tiene una tendencia a la inestabilidad dinámica y potencialmente al colapso.

## 2.5. Modelos histeréticos para carga cíclica

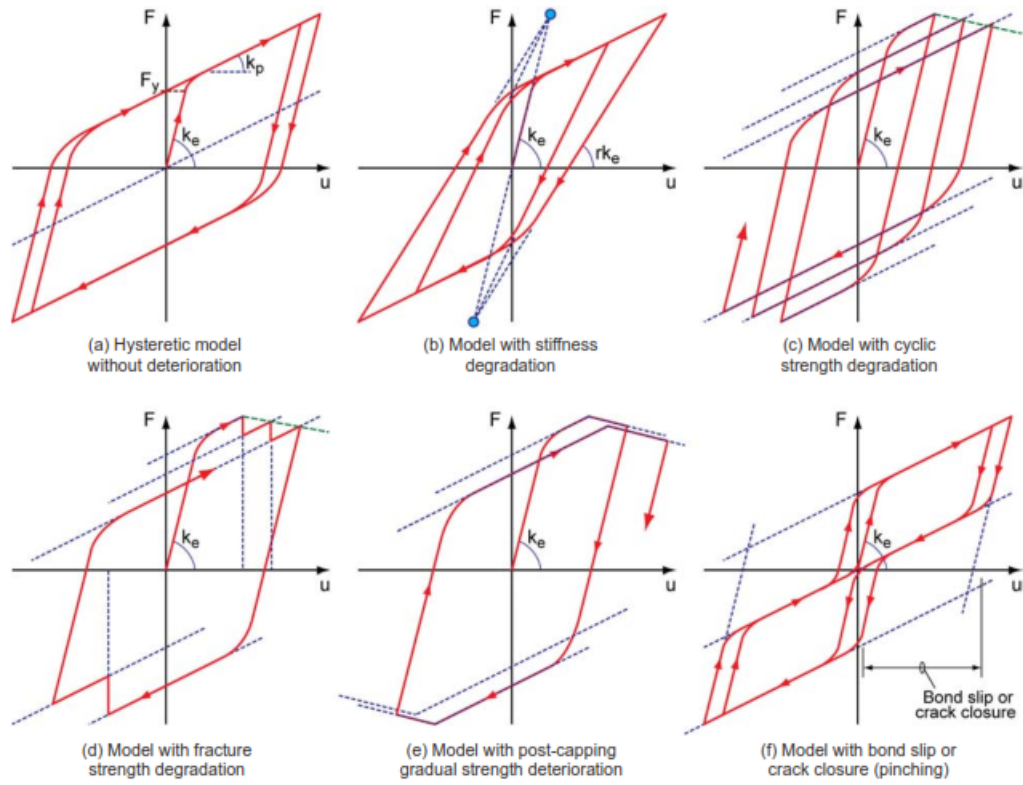


Figura 2.15: Tipos de modelos histeréticos [7]

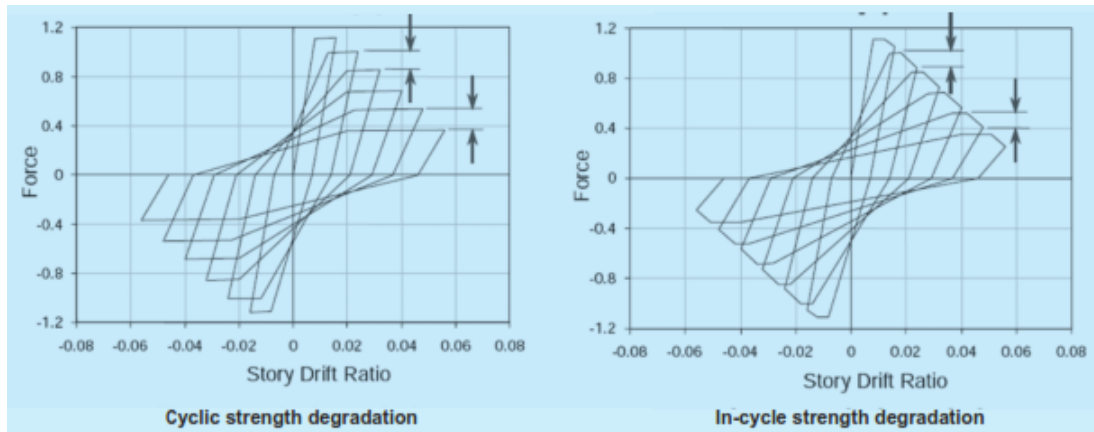


Figura 2.16: Tipos de degradación cíclica en osciladores [7]

## Capítulo 3

# Metodología de modelado analítico no lineal con elementos Shell y Frame de SAP2000

### 3.1. Introducción

En el presente capítulo, se describirá la metodología y técnicas de modelado no lineal de muros de hormigón reforzado con vigas de acople, a través de elementos tipo frame con rótulas concentradas y Shell Layered Nonlinear.

### 3.2. Modelo constitutivo de los materiales

#### 3.2.1. Hormigón

El modelo de Mander [12] es empleado para describir el modelo constitutivo del hormigón, tanto confinado como no confinado, tal como se muestra en la figura 3.1.

El área sombreada en la figura 3.1 representa la capacidad adicional de energía de deformación dado por el confinamiento de acero en la sección.

Para el cálculo del esfuerzo a compresión del hormigón confinado, y la deducción del

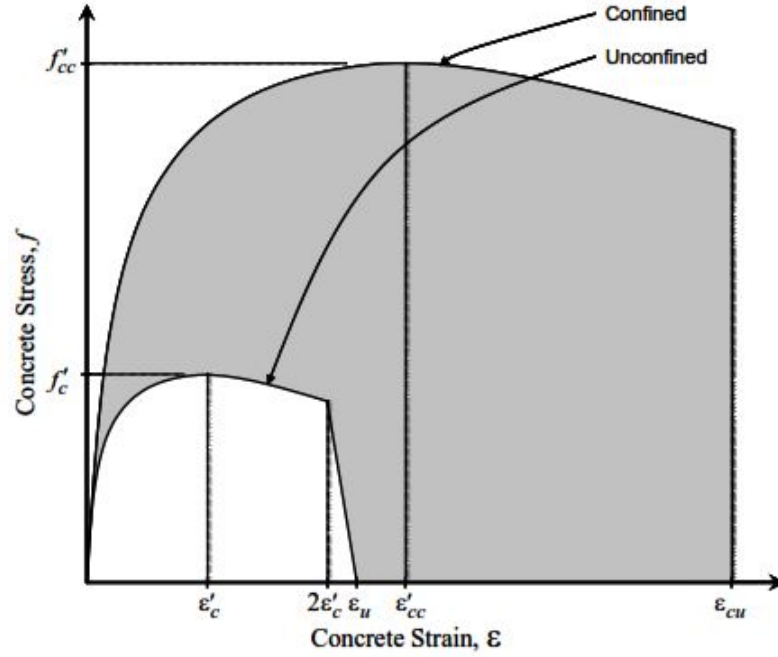


Figura 3.1: Modelo constitutivo de Mander para hormigón confinado y no confinado [8]

esfuerzo en función de la deformación se usan las expresiones sugeridas por Mander (1988 [12]) también disponibles en el Reporte Técnico Curvas Esfuerzo-Deformación de los materiales [8] de SAP2000.

Las deformación para hormigón no confinado en el pico ( $\epsilon'_c$ ), última ( $\epsilon_u$ ) y el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) son 0.002, 0.0035 y 0.17 respectivamente. Para hormigón confinado, la deformación en el pico ( $\epsilon_{cc}$ ) es calculada usando las expresiones de Mander [12], y la capacidad de deformación última es calculada con la expresión 3.2 sugerida por Bairán [25].

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \cdot \rho_w f_{yh} \epsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (3.1)$$

Donde:  $\rho_w$ : Cuantía volumétrica de refuerzo transversal,  $f_{yh}$ : Fluencia de refuerzo transversal,  $\epsilon_{su}$ : Deformación última del acero transversal,  $f_{cc}$ : Esfuerzo de compresión confinado.



### 3.2.2. Acero

El modelo elastoplástico con endurecimiento cinemático (Elastoplastic Kinematic Hardening) [3] es usado como modelo constitutivo del acero, cuyos parámetros se muestran en la figura 3.2.

El módulo de elasticidad del acero ( $E_s$ ) es 210GPa, el coeficiente de Poisson( $\nu$ ) es 0.3, el módulo de endurecimiento ( $E_h$ ) es de  $0.005E_s$ , la deformación del inicio del endurecimiento( $\varepsilon_{sh}$ ) es de 0.025, la deformación de fluencia  $\varepsilon_y = f_y/E_s$  y la superficie de fluencia es la de Von Misses.

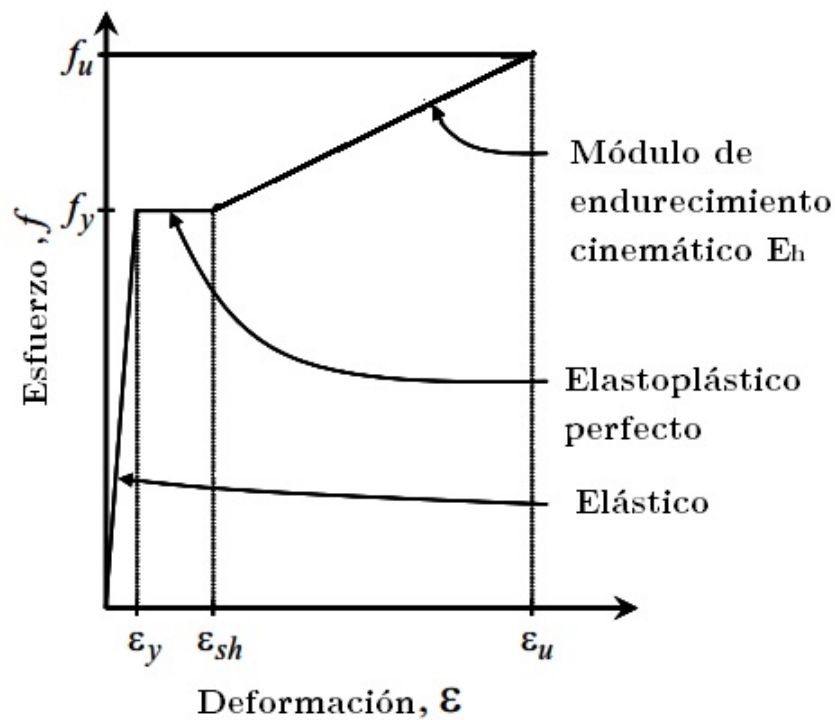


Figura 3.2: Modelo constitutivo del acero (Modificado de [5])

## 3.3. Elementos Shell

### 3.3.1. Modelado con Shell layered Nonlinear

Los elementos de muro acoplados (muros y vigas de acople), han de ser modelados con el modelo Shell multicapas, que se encuentra disponible en SAP2000. Este tipo

de elemento se basa en los principios de la mecánica de materiales compuestos y es capaz de simular en comportamiento en flexión-axil acoplados, tanto dentro como fuera del plano del elemento, y la cortante en el plano con el comportamiento acoplado flexión-axil [26].

El elemento no lineal Shell Layered, permite definir una serie de capas a lo largo del espesor del elemento, con una ubicación, comportamiento, espesores y materiales independientes [5].

#### 3.3.1.1. Parámetros de elementos Shell Layered Nonlinear

Dentro del SAP2000, en cada capa del elemento Shell Layered hay que definir los parámetros como: Distancia respecto del eje central del elemento, espesor de la capa, grados de libertad, puntos de integración, y comportamiento del material. Se describe a continuación los criterios de selección de éstos parámetros.

#### Distancia

La distancia de cada capa, representa la distancia entre el plano de referencia (que normalmente es el eje centroidal del elemento shell) y el eje del espesor de la capa en la dirección 3 (es decir en la dirección del espesor del elemento), como se muestra en la figura 3.3

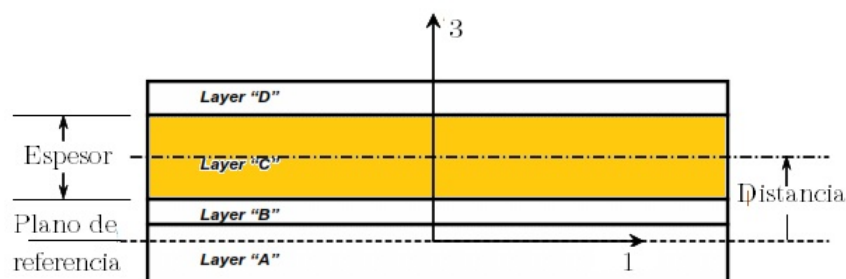


Figura 3.3: Shell de 04 capas. Se muestra la superficie de referencia, nombres de capas y la distancia y espesor del layer C [5]

### Espesor

Cada capa tiene un espesor único, medido en la dirección 3 del elemento Shell (en dirección del espesor). Para modelar muros de corte y vigas de acoplamiento, el espesor del material **hormigón** es el espesor del muro o viga de acople según sea el caso. En cuanto al espesor de las barras de acero, se debe de colocar el número de capas necesarias en función de la distribución horizontal y vertical del refuerzo, y el espesor de cada capa puede determinarse a partir del producto de la cuantía de acero con el espesor del muro o viga de acople [3]. Es decir:

$$t_s = \frac{\rho_s \times t_e}{N^{\circ} \text{capas de refuerzo}} \quad (3.2)$$

Donde:  $t_s$ : Es el espesor de cada capa de acero.  $\rho_s$  es la cuantía de acero y es igual a  $\rho_s = A_s/bd$ ,  $A_s$ , es el área de acero,  $b, d$  representan la base y el peralte efectivo respectivamente.  $t_e$ , representa el espesor del muro o viga de acople según corresponda. El N° de capas en la que está colocado el refuerzo puede ser 01 o 02 capas en los muros de corte, y en dos o mas capas en las vigas de acople, según el diseño de cada elemento.

El espesor de cada capa de acero en el elemento Shell Layered representa el área de sección transversal equivalente de acero. [5].

### Tipo de elemento Shell

En función del comportamiento esperado en el elemento, se puede seleccionar dentro del SAP2000, las siguientes opciones [5]:

- **Membrana:** Para solicitaciones que estén dentro del plano del elemento. Se espera deformaciones dentro del plano  $(\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \varepsilon_{12})$ , los esfuerzos  $(\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{12})$  contribuyen sólo al cálculo de las fuerzas en el plano del elemento  $(F_{11}, F_{22}, F_{12})$  [5]. Deformaciones perpendiculares al plano del elemento están restringidos.

- **Plate:** Las deformaciones en la capa ( $\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \varepsilon_{12}, \gamma_{12}, \gamma_{23}, \gamma_{13}$ ) son calculados sólo a partir de desplazamientos transversales y rotaciones flexionantes, y los esfuerzos en la capa ( $\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{12}, \sigma_{12}, \sigma_{23}, \sigma_{13}$ ) sólo contribuyen al cómputo de momentos y fuerzas cortantes compatibles con el tipo plate ( $M_{11}, M_{22}, M_{12}, V_{23}, V_{13}$ ) [5].
- **Shell:** Combina el comportamiento del tipo "Membrana" "Plate" activando todos los grados de libertad del elemento Shell. Las deformaciones en la capa ( $\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \varepsilon_{12}, \gamma_{12}, \gamma_{23}, \gamma_{13}$ ) son obtenidas a partir de todos los desplazamientos (longitudinales y transversales) y rotaciones de flexión. Los esfuerzos ( $\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{12}, \sigma_{12}, \sigma_{23}, \sigma_{13}$ ) contribuyen al cálculo de todas las fuerzas y momentos ( $F_{11}, F_{22}, F_{12}, M_{11}, M_{22}, M_{12}, V_{23}, V_{13}$ ).

Para configuraciones en 3D se recomienda el uso de tipo Shell, puesto que considera todos los grados de libertad del elemento Shell Layered. Si las configuraciones están dentro de un plano determinado, se recomienda el uso de "membrana" si el elemento está sujeto a cargas en su plano y "Plate" si elemento presenta cargas perpendiculares al plano del elemento. Mayores referencias respecto a los tipos de Shell, pueden verse en el manual de análisis de referencia de SAP2000 [5].

#### Número de puntos de integración

El comportamiento del material es integrado en un número finito de puntos de integración de Gauss para cada capa. Dentro del SAP2000 se puede escoger entre 01 y 05 puntos de integración. Colocar 01 punto de integración para capas con espesores reducidos como la de las varillas de refuerzo son suficientes para representar el comportamiento no lineal [5]. Para capas mas gruesas como la del material "hormigón", se requiere un mayor número de capas. Las recomendaciones de CSI SAP2000 indican 5 puntos de integración para representar el comportamiento no lineal del hormigón de forma precisa. El tiempo de cómputo se incrementa conforme aumenta el número de puntos de integración de cada capa.

### Modelo constitutivo del material

Este parámetro indica el modelo constitutivo del material (definido anteriormente) asignado a cada capa. Dentro del SAP2000, se puede colocar materiales con comportamiento Uniaxial, Isotrópico y Orthotrópico.

### Ángulo de acción del material

Dentro del elemento Shell Layered, se tiene que distinguir entre el eje del elemento y el eje del material (que por defecto está definido en el eje 1-1 del elemento shell) [5]. Definir el eje de acción del material para modelar el comportamiento no lineal de muros acoplados es imperativo sobretodo en las capas de refuerzo. En general, el ángulo del material de la capa "hormigón" es de 0°, pues el eje de acción del material coincide con el eje de acción del elemento shell. En el caso de refuerzo existen diferencias en cuanto a la dirección de acción del material en el refuerzo de muros de corte y vigas de acoplamiento. En el caso de muros de corte, las capas de refuerzo longitudinal a flexión deben estar definidos en el eje 2-2 del elemento shell, por tanto el ángulo del material debería ser de 90°; las capas de refuerzo horizontal del muro (refuerzo a cortante) deben estar orientadas en el eje del elemento, es decir con un ángulo del material de 0°. En el caso de vigas de acoplamiento, el refuerzo longitudinal a flexión debe estar definido en el eje 1-1 del elemento, por tanto con un ángulo de acción del material de 0°, y el refuerzo a cortante debe estar definido en la dirección 2-2 del elemento shell, es decir con un ángulo de acción del material de 90°. En caso de vigas de acoplamiento con refuerzo diagonal, hará falta agregar capas adicionales con un ángulo del material de  $\alpha^\circ$  y  $180 - \alpha^\circ$ . La tabla 3.1 se puede ver una descripción cualitativa de esta configuración para muros acoplados.

Tabla 3.1: Ángulos de material para capas de refuerzo en muros acoplados

Layer	Elemento	
	Muro de corte	Viga de acople
Hormigón	0°	0°
Refuerzo a flexión	90°	0°
Refuerzo a cortante	0°	90°
Refuerzo diagonal	-	$\alpha/180 - \alpha$

### Tipo de comportamiento del material

Se puede escoger dentro del SAP2000, dos tipo: Direccional y acoplado. El tipo direccional está disponible para todos los materiales y las ecuaciones que gobiernan su comportamiento no lineal están descritos dentro del capítulo anterior. Vale indicar que las ecuaciones que gobiernan la interacción entre flexión y cortante son no acoplados. El tipo acoplado, está disponible sólo para el hormigón y sigue el modelo de material para hormigón reforzado de Darwin Pecknold modificado [23], y es un modelo de comportamiento bidimensional del hormigón que toma en cuenta en forma directa la interacción entre axil-flexión y cortante [23].

Sin embargo, en la presente investigación se usa para el modelar el comportamiento del hormigón el tipo direccional, puesto que el modelo acoplado, presenta muchas inestabilidades numéricas, problemas de convergencia ya que es dependiente del tamaño de malla, dado que las soluciones no convergen por fallas locales. Por otro lado, el tiempo de cómputo con este modelo se incrementa considerablemente. Algunas recomendaciones para el modelado empleando el tipo de comportamiento acoplado pueden ser revisadas en reporte técnico "Modelo de hormigón reforzado de Darwin-Pecknold 2-D modificado" [23].

### Componentes de esfuerzo de los materiales

Esta propiedad se asigna en SAP2000 cuando el material tiene un tipo de comportamiento direccional. Para cada componente de esfuerzo ( $\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{12}$ ) en cada capa del elemento shell, se le puede asignar un tipo de comportamiento lineal, no lineal o inactivo [5]. Si el material es uniaxial, el componente de esfuerzo  $\sigma_{22} = 0$ , siendo representativo sólo  $\sigma_{11}$  y  $\sigma_{12}$ .

Dado que el objetivo del presente trabajo es la de modelar el comportamiento no lineal de muros de hormigón con vigas de acople, se debe asignar en este caso el comportamiento no lineal en todos los componentes de esfuerzo  $\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{12}$  para el hormigón, y  $\sigma_{11}, \sigma_{12}$  para las varillas de refuerzo. La componente  $\sigma_{22}$  será designado como inactivo en el caso del refuerzo.

Los esfuerzos normales dentro del SAP2000 en esta condición son calculados directamente a partir de la relación de esfuerzo deformación unidireccional de cada material. Los esfuerzos de corte son calculados internamente en el programa a partir de los esfuerzos de compresión y tensión, asumiendo que éstos actúan a 45° del eje del material usando el círculo de Mohr. Las tres componentes de esfuerzo son no acopladas y se calculan según las ecuaciones siguientes [5]:

**Tensión y compresión:**

$$\sigma_{ii}(\varepsilon_{ii}) = \begin{cases} \sigma_T(\varepsilon_{ii}) & \varepsilon_{ii} \geq 0 \\ \sigma_C(\varepsilon_{ii}) & \varepsilon_{ii} \leq 0 \end{cases} \quad i = 1, 2$$

Donde:  $\sigma_{ii}$ : Son los esfuerzos normales en dirección 11,22.  $\varepsilon_{ii}$ : Deformación.  $\sigma_T$ : Esfuerzo de tracción.  $\sigma_C$ : Esfuerzo de compresión. Dentro de SAP2000 la tensión es positiva y la compresión es negativa.

**Corte:**

$$\sigma_{ij}(\varepsilon_{ij}) = \begin{cases} \sigma_S(\varepsilon_{ij}) & \varepsilon_{ij} \geq 0 \\ -\sigma_S(-\varepsilon_{ij}) & \varepsilon_{ij} \leq 0 \end{cases} \quad i \neq j$$

$$\sigma_S(\varepsilon_{ii}) = \frac{1}{4} (\sigma_T(\varepsilon_{ij}) - \sigma_C(-\varepsilon_{ij})), \quad \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \gamma_{ij} \geq 0, \quad i \neq j$$

Donde:  $\sigma_S$  es el esfuerzo de corte,  $\gamma_{ij}$ , son las rotaciones tangenciales.

Las relaciones anteriores son válidas para materiales isotrópicos, orthotrópicos o anisotrópicos. Para materiales simétricos en tracción compresión se usa la expresión:

$$\sigma_{ij}(\varepsilon_{ij}) = \frac{1}{2} \begin{cases} \sigma_T(\varepsilon_{ij}) & \varepsilon_{ij} \geq 0 \\ \sigma_C(\varepsilon_{ij}) & \varepsilon_{ij} \leq 0 \end{cases} \quad i \neq j$$

Para materiales uniaxiales, se emplea la ecuación:

$$\sigma_{ij}(\varepsilon_{ij}) = \frac{1}{2} \begin{cases} \sigma_S(\varepsilon_{ij}) & \varepsilon_{ij} \geq 0 \\ \sigma_S(\varepsilon_{ij}) & \varepsilon_{ij} \leq 0 \end{cases} \quad i \neq j$$

Mayores especificaciones sobre las formulaciones empleadas por SAP2000 para representar el comportamiento no lineal en tensión, compresión y corte no acoplados se pueden encontrar en [5] y [8].

En las secciones 4.3.3.1 y 4.4.3.1 se puede observar ejemplos numéricos de la definición de capas del elemento shell layered nonlinear.

### 3.3.1.2. Mallado

Dentro de SAP2000, la respuesta no lineal de la estructura ante carga monotónica y cíclica varía en función del tamaño de malla, como veremos en la sección 5.1.3. Por tanto se recomienda realizar un mallado mínimo de los modelos, cuidando que éstas no sean de tamaños muy reducidos, pues podría producirse fallas locales en los elementos que provoquen problemas de convergencia.

Se recomienda dividir el modelo con Shell en un tamaño de malla tal que sea igual al canto de la viga dividida entre 3 formando un mallado lo mas cuadrangular posible o la longitud del núcleo confinado del muro dividido entre 2, pues en general en la mayoría de los casos, este mallado es el que mejores resultados ha dado, y con pocos problemas de convergencia.

Es importante también tener en consideración las restricciones de los apoyos en el mallado que se hace en elementos que tienes éstas restricciones y evitar deformaciones no compatibles como las que se muestra en la figura 3.4

SAP2000 permite transmitir las restricciones de apoyo a nuevos nodos que se generen producto del mallado, a través de una opción mostrada en la figura 3.5



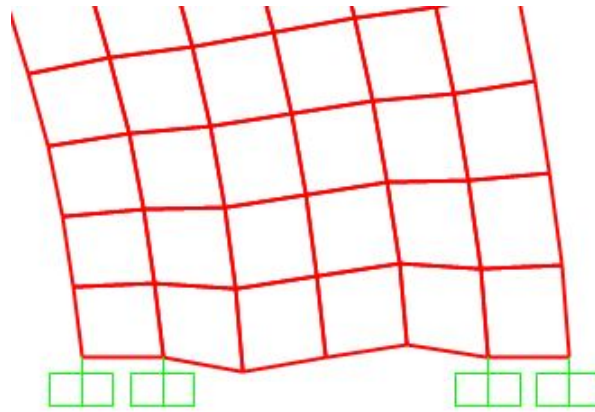


Figura 3.4: Deformaciones no compatibles en nodos de un borde empotrado (fuente propia)

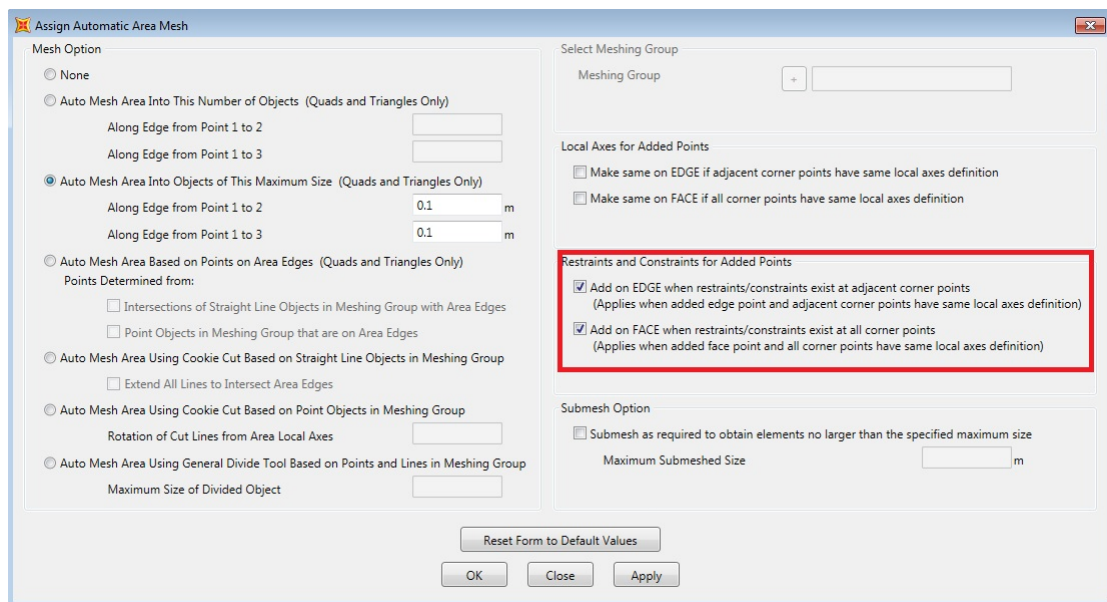


Figura 3.5: Deformaciones no compatibles en nodos de un borde empotrado (fuente propia)

### 3.3.1.3. Restricciones de borde

Dado que en el modelado de muros de corte y vigas de acople se tienen diferentes elementos shell, las deformaciones de sus bordes deben de ser compatibles, por lo que es necesario incorporar en el modelo Edge constrains, o restricciones de borde. En la figura 3.6 (a) se puede observar el modelo sin restricciones de borde asignados y (b) con restricciones asignados, y se puede observar la diferencia entre los desplazamientos de las vigas de acople y muros.

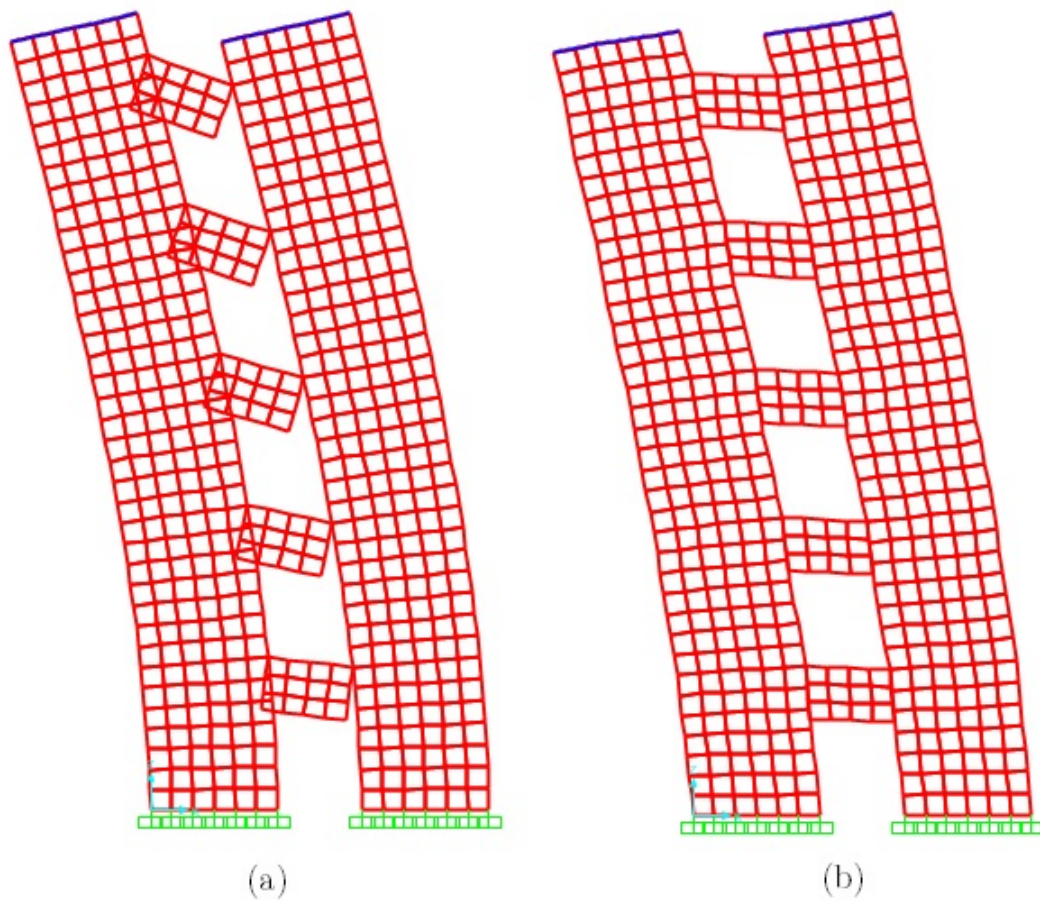


Figura 3.6: Deformaciones en muros acoplados (a) SIN restricciones de borde (b) CON restricciones de borde (fuente propia)

#### 3.3.1.4. Inercia fisurada

Para poder tomar en cuenta la inercia fisurada en el cálculo de la rigidez inicial durante la aplicación de carga lateral cíclica o monotónica en SAP2000 se recomienda colocar un valor de esfuerzo de tensión de "0.<sup>en</sup> el modelo constitutivo del hormigón confinado y no confinado. Es recomendable colocar un valor no nulo cercano a cero a la tensión del hormigón en caso se use el modelo de histéresis tipo PIVOT para evitar algunos problemas de convergencia.

#### 3.3.1.5. Casos de carga

##### Pushover

En este caso de carga, se recomienda aplicar la carga gravitacional como un caso de carga estático no lineal, y posteriormente la carga lateral monotónica como un caso

estático no lineal, en la que los esfuerzos y deformaciones tengan como condición inicial los resultados de la aplicación de la carga gravitacional. El SAP2000 permite además incluir en el modelo el efecto de no linealidad geométrica.

En cuanto a los parámetros no lineales de estos casos de carga se recomienda usar los valores por defecto en tolerancias y número de pasos nulos. Si el modelo presenta demasiados pasos nulos en su solución, el tiempo computacional se hace lento, y se presentan problemas de convergencia, que vienen asociados con algunas omisiones o errores de modelado.

#### **Direct Integration Time History Analysis**

El programa SAP2000 realiza el análisis no lineal de tiempo historia, que puede emplearse tanto para carga cíclica como para carga dinámica. Dentro del programa existen 02 métodos para realizar el análisis tiempo historia: El método Direct Integration Time History (DITHA) y el Modal Time History Analysis o Fast Nonlinear Analysis (FNA). El FNA sólo está disponible para elementos tipo frame con links no lineales. El DITHA está disponible para todos los elementos de SAP2000 [5].

El método DITHA es un método de análisis dinámico no lineal en el que las ecuaciones de equilibrio dinámico se integran completamente a medida que la estructura es sometida a carga dinámica o cíclica. El análisis implica la integración de propiedades y respuesta estructural en una serie de pasos de tiempo que son pequeños en relación con la duración de la carga. La ecuación dinámica es [5]:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t)$$

El método DITHA se recomienda en caso de tener estructuras de muros acoplados que sean irregulares, puesto que este método considera en su solución un mayor número de modos de vibración que el FNA.

La velocidad de carga en caso de carga cíclica debe ser lo suficientemente lento

como para evitar el efecto inercial y de amortiguamiento que produzcan distorsiones en la respuesta de la estructura.

Los pasos de tiempo deben ser pequeños en comparación con la duración de la carga. Se recomienda por lo general iniciar con pasos grandes en los análisis iniciales, y cuando se quiera precisión en la respuesta usar pasos de tiempo que sean por lo menos el periodo de la estructura dividido entre 10.

Mayores detalles sobre los parámetros de éstos casos de carga pueden referirse al manual de referencia de SAP2000 [5].

### 3.3.1.6. Modelos histeréticos de los materiales

#### Hormigón

Se ha empleado el modelo de histéresis PIVOT, disponible en SAP2000, cuyo patrón se muestran en la figura 3.7

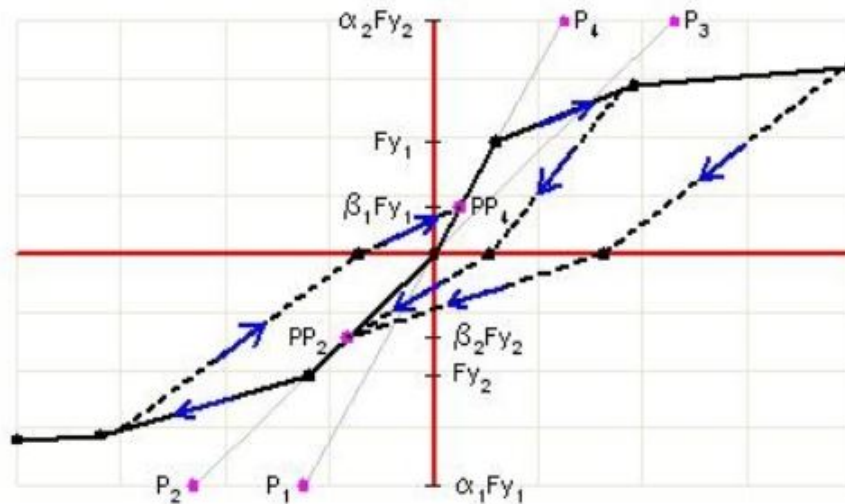


Figura 3.7: Modelo de Histéresis PIVOT de SAP2000 [5]

Para este estudio, los parámetros usados del modelo PIVOT para el hormigón se muestran en la tabla 3.2

Tabla 3.2: Parámetros del modelo PIVOT usados para muros acoplados en SAP2000

Parámetro	Valor
$\alpha_1$	7
$\alpha_2$	7
$\beta_1$	0.25
$\beta_2$	0.25
$\eta$	0

Éstos valores han sido empleados específicamente para los modelos reproducidos en este trabajo, haría falta mayor investigación al respecto para generalizar su uso en todos los modelos basados en estructuras de muros acoplados. Mayores detalles sobre este modelo empleado en SAP 2000 referirse al Manual de Referencia de SAP2000 [5].

### Acero

Se ha usado el modelo histerético Kinematic hardening, modelo disponible en SAP2000, cuyo patrón se muestra en la figura 3.8

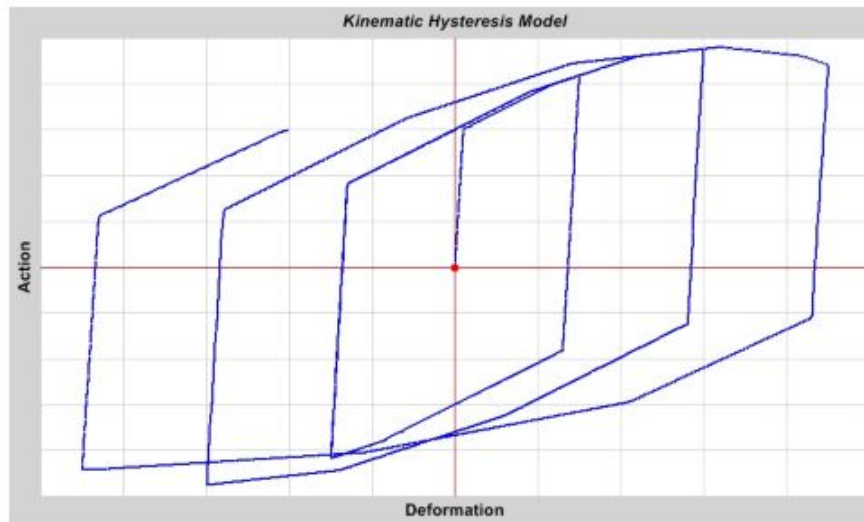


Figura 3.8: Modelo de Histéresis Kinematic Hardening de SAP2000 [5]

Este modelo disipa una cantidad significativa de energía, y es apropiada para materiales dúctiles. La descarga y carga reversa son paralelos y en la misma magnitud que el segmento de carga previo, hasta llegar al límite de la curva

backbone del material definido en el modelo constitutivo del acero. Este modelo no requiere la introducción de mayores parámetros en SAP2000 [5].

Mayores detalles sobre este modelo empleado en SAP 2000 referirse al Manual de Referencia de SAP2000 [5].

## 3.4. Elementos Frame

### 3.4.1. Modelado con elementos frame

El modelado no lineal de muros acoplados puede realizarse a través de elementos Frame disponibles en SAP2000, siguiendo el método de la columna ancha o equivalente en la que el muro es representado por una columna ancha ubicada en el centroide del muro y la viga de acople es modelada entre los ejes del muro con un brazo rígido en una distancia igual a la longitud del muro dividido entre 2 ([22], [9]) tal como se puede ver en la figura 3.9.

La no linealidad en elementos frame dentro de SAP2000, puede ser modelada a través de rótulas con plasticidad concentrada y Links no lineales [5]. En el presente trabajo se ha empleado el uso de rótulas de plasticidad concentrada.

De acuerdo al ASCE 41-13 [9] los muros de corte modelados a través de elementos frame deben capturar deformaciones por flexión y cortante, en la que la resistencia a flexión de los elementos frame deben incluir la interacción entre la carga axial y el momento. Las vigas de acople con refuerzo convencional deben incluir una conexión rígida y capturar deformaciones por flexión y cortante que tomen en cuenta la pérdida de resistencia a cortante y rigidez durante ensayos de carga cíclica. Para casos de vigas con refuerzo diagonal diseñadas con los requerimientos del ACI 318 [13], el ASCE 41-13 permite el uso sólo de rótulas de flexión [9].

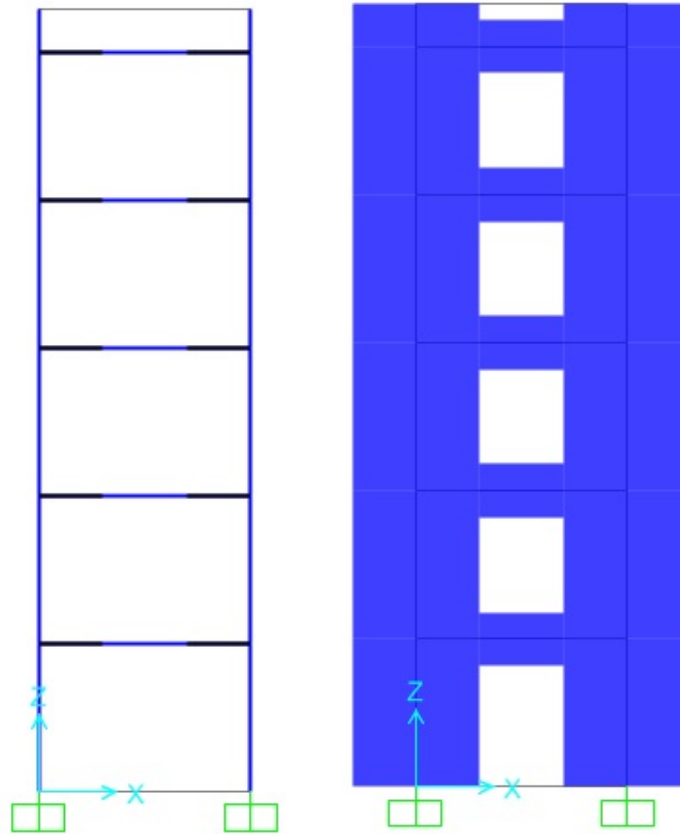


Figura 3.9: Modelado de muros acoplados con el método de columna ancha (fuente propia)

### 3.4.2. Geometría

Las secciones de muros de corte y viga de acople pueden ser definidas a través del Section Designer (SD) del SAP2000, con suficiente precisión. Dentro de esta herramienta se pueden usar modelos de hormigón confinado y no confinado para la definición de los elementos según sea el caso. Además de esta herramienta se puede obtener el diagrama de interacción del muro y los diagrama momento curvatura de las secciones.

Para el análisis seccional y cálculo de los diagramas de interacción de muros de corte y relaciones momento curvatura de muros de corte y vigas de acople se ha empleado el software de análisis seccional no lineal XTRACT, que es un software académico de uso extendido en investigación creado por Imbsen Inc. [27]. El modelo de Mander [12] fue empleado como modelo constitutivo el hormigón confinado y

no confinado. En el caso del acero se ha empleado el modelo elastoplástico con endurecimiento cinemático descrito en la sección 3.2.

Una vez definido las secciones de los elementos dentro de SAP2000, se asignan a los elementos frame que correspondan. Se debe tener en cuenta que en las vigas de acople se debe de asignar una zona rígida (end offset) con una longitud rígida equivalente a la longitud del muro dividido sobre 2, con un factor de rigidez igual a 1, tal como se muestra en la figura 3.10

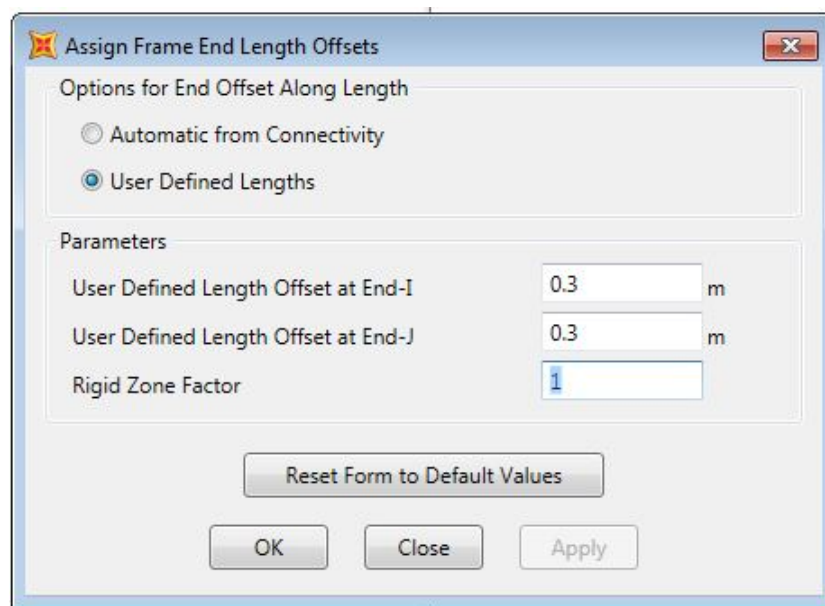


Figura 3.10: Definición de rótula PM3 en SAP2000 (fuente propia)

#### 3.4.3. Rótulas plásticas concentradas

En los elementos frame la no linealidad de los elementos estructurales se modelan a través de rótulas plásticas y links/supports no lineales dentro de SAP2000. En el caso de este estudio se han empleado tres tipos de rótulas plásticas concentradas: Axil-momento acoplados, momento no acoplado y cortante no acoplado.



### 3.4.3.1. Rótulas tipo axil-momento (PM3)

Esta rótula se ha asignado en la base de los muros de corte a una distancia de 2.5 % de la altura del muro por cada nivel. Este tipo de rótula plástica permite acoplar las relaciones momento curvatura o momento rotación de la sección con la fuerza axil actuante sobre el muro a través de la superficie de interacción del muro [5].

Esta rótula plástica requiere entonces la definición del diagrama momento rotación para diferentes axiles y el diagrama de interacción del muro, tal como se muestra en la figura 3.11.

**Frame Hinge Property Data for CORTEA - Interacting P-M3**

**Hinge Specification Type**

- ☒ Moment - Rotation
- ☐ Moment - Curvature
  - Hinge Length:
  - ☒ Relative Length

**Scale Factor for Rotation (SF)**

- ☐ SF is Yield Rotation per ASCE 41-13 Eqn. 9-2 (Steel Objects Only)
- ☒ User SF:

**Load Carrying Capacity Beyond Point E**

- ☒ Drops To Zero
- ☐ Is Extrapolated

**Symmetry Condition**

- ☐ Moment Rotation Dependence is Symmetric
- ☒ Moment Rotation Dependence is Not Symmetric

**Requirements for Specified Symmetry Condition**

1 Specify curves at angles of 90° and 270°.

**Axial Forces for Moment Rotation Curves**

Number of Axial Forces:

**Curve Angles for Moment Rotation Curves**

Number of Angles:

Figura 3.11: Definición de rótula PM3 en SAP2000 (fuente propia)

Esta rótula puede definirse de forma automática en SAP2000 v.20.0.0 a partir de las tablas del ASCE 41-13 [9], (en versiones anteriores a partir de las tablas del FEMA 356 [24]) en vigas y columnas de hormigón reforzado y acero, sin embargo en muros de hormigón armado es necesario definirlos desde el usuario.

### Diagrama de interacción

Dentro de SAP2000 se debe definir esta rótula plástica, introduciendo el diagrama de interacción del muro (obtenido en este caso a través de XTRACT [27]), que puede ser adimensional con factores de escala iguales a la fuerza axial y momento máximo tal como se muestra en la figura 3.12. En caso contrario, debería introducirse la curva de interacción con factores de escala iguales a 01.

**P-M3 Interaction Curve Definition for PM3**

Edit

**User Interaction Curve Options**

☒ Interaction Curve Is Symmetric

Number of Curves: 1

Number of Points on Each Curve: 11

**Scale Factors (Same for All Curves)**

KN, m, C

P: 1301.5033

M3: 134.8083

**First and Last Points (Same for All Curves)**

Point	P	M3
1	-1.	0
11	0.1351	0

**Interaction Curve Requirements - With Symmetry**

- Only one P-M3 curve is specified.
- P (tension positive) increases monotonically.
- M3 = 0 at the first and last points.
- All M3 > 0 (except at first and last points).
- The curve must be convex (no dimples in surface).

**Interaction Curve Data**

Current Curve: 1

Point	P	M3
1	-1.	0.
2	-0.999	0.3502
3	-0.9873	0.6008
4	-0.8585	0.7905
5	-0.7214	0.9222
6	-0.5763	1.
7	-0.4392	0.9866
8	-0.3044	0.8874
9	-0.1682	0.7014
10	-0.0284	0.4232
11	0.1351	0.

**Plot of Full Interaction Curve**

☒ Highlight Current Curve

P: -1931.27

M3: 197.2053

OK Cancel

Figura 3.12: Definición de curva de interacción para un muro simétrico (fuente propia)

En caso de secciones de muros simétricos en geometría y refuerzo, bastará con introducir una sola curva de interacción del muro y activar la condición de simetría

tal como se muestra en la figura 3.12, de lo contrario será necesario introducir dos curvas de interacción con ángulos que sean suplementarios en función del plano en el que se esté realizando el modelo, por ejemplo  $90^\circ$  y  $270^\circ$  para el plano XZ (verfigura 3.13. ) y definir los diagramas momento rotación para cada punto de la curva de interacción y para cada ángulo.

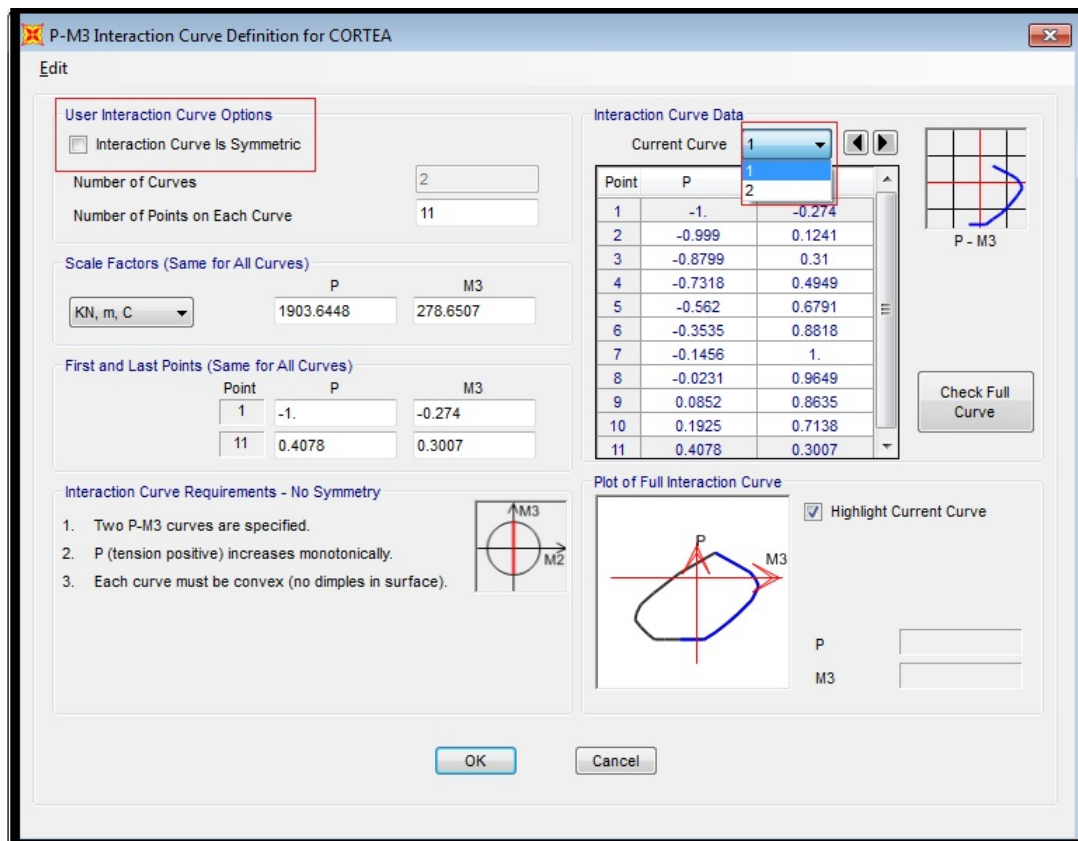


Figura 3.13: Definición de curva de interacción para un muro asimétrico (fuente propia)

Es importante indicar que en secciones de muros asimétricos en geometría y refuerzo, debe de tomarse en consideración la orientación de los ejes locales de los elementos frame dentro de SAP2000 que representen a los muros, de tal forma de estar seguros de dejar el núcleo confinado exterior e interior en la posición que corresponda a la realidad. Esto se logra rotando los ejes locales de los elementos frame que correspondan  $180^\circ$ .

Es necesario especificar que el diagrama de interacción que se ingrese deberá ser con valores nominales, es decir, en caso del ACI 318-14 con valores de factores de reducción de resistencia iguales a 1 ( $\phi = 1$ ). Por otro lado, SAP2000 considera la compresión negativa y la tensión positiva.

En caso de realizar un modelo 3D, será necesario ingresar una rótula P-M2-M3, en la que dependiendo de la condición de simetría podría ser necesario introducir hasta 8 curvas de interacción que definan la superficie de interacción del muro, y por tanto mayor número de diagramas momento rotación para cada punto de la superficie de interacción. Mayores detalles sobre este caso se puede encontrar en el manual de referencia de SAP2000 [5] y el reporte técnico Parametric P-M2-M3 Hinge Model [28].

#### **Relaciones momento rotación**

Las relaciones momento-rotación deben ingresarse por lo menos para 02 puntos del diagrama de interacción del muro, sin embargo es recomendable ingresar estas relaciones para cada punto del diagrama de interacción. En este estudio, las relaciones momento rotación son obtenidas de dos formas: Directamente a partir de las tablas del ASCE 41-13 y a partir del análisis seccional del muro.

#### **Relaciones momento rotación del ASCE 41-13**

Según el ASCE 41-13 [9], para muros de corte en los que se quiera representar el comportamiento no lineal gobernados por flexión, debe de usarse las relaciones momento rotación de la figura 3.14.

La rotación en el punto B, corresponde a la rotación de fluencia y debe ser calculada con la expresión 3.3

$$\theta_y = \phi_y \cdot L_p \quad (3.3)$$

$$\phi_y = \left( \frac{M_y}{E_c \cdot I} \right) \quad (3.4)$$

Donde:  $\theta_y$ : Es la rotación de fluencia,  $\phi_y$ : Curvatura de fluencia,  $L_p$ : Longitud plástica,  $M_y$ : Momento de fluencia,  $E_c$ : Módulo de elasticidad del hormigón,  $I$ : Inercia de la sección.

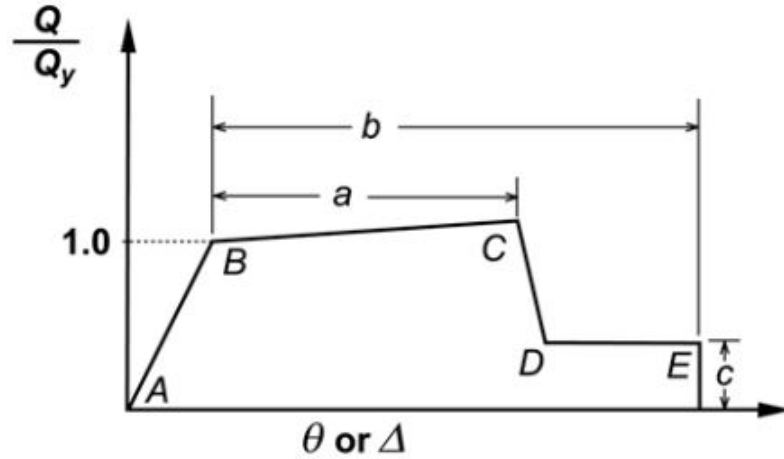


Figura 3.14: Curva momento Rotación del ASCE 41-13 [9]

La longitud plástica para modelos analíticos según el ASCE 41-13 [9] debe ser el peralte efectivo de la sección multiplicada por 0.5, y menos de la altura de un piso del muro. En este caso, la longitud plástica del muro se calcula con la expresión 3.5

$$L_p = \frac{H}{2} \quad (3.5)$$

Donde  $H$ : Es la altura de un nivel del muro.

Los puntos C,D y E son obtenidos de las tabla 10-19 del ASCE 41-13 [9], (Ver Anexo A), y deben calcularse en función de la relación de axiles y cortantes actuantes con la resistencia mecánica a axil y corte, de acuerdo a la expresiones 3.6 y 3.7.

#### Relación de Axiles

$$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f'_c} \quad (3.6)$$

#### Relación de cortantes

$$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}} \quad (3.7)$$

Donde  $A_s, A'_s$ : Área de acero en tracción y compresión (mm<sup>2</sup>),  $f_y$ : Fluencia del acero(MPa),  $P$ : Carga axil actuante (N),  $t_w$ : Espesor del muro(mm),  $l_w$ : Longitud del muro(mm),  $f'_c$ : Resistencia a compresión del muro(MPa),  $V$ : Cortante actuante(N).

Es importante indicar que las unidades de las expresiones anteriores originalmente están en unidades inglesas, por tanto es necesario multiplicar el resultado de la expresión 3.7 por 12.0431 ( $1/(\sqrt{0.00689475MPa})$ ) como factor de conversión a unidades internacionales debido al radical. No es necesario hacer lo mismo con la expresión 3.6 debido a que es adimensional, y no existen radicales en su formulación.

Con los parámetros anteriores calculados y los límites de la tabla 10-19 el ASCE 41-13 A se puede determinar los valores de las rotaciones para los puntos C, D y E, y los límites de aceptación IO, LS, CP.

Es necesario además determinar si el muro tiene los bordes confinados o no, para ello el ASCE 41-13 [9] considera un borde confinado cuando el refuerzo transversal supera el 75 % de lo requerido en el código ACI 318 [13] y el espaciamiento del refuerzo no excede de  $8 \cdot d_b$ , donde  $d_b$  es el diámetro de la barra de menor dimensión.

Los ejemplos numéricos de estos procedimientos, pueden verse en las secciones 4.3.4.2 y 4.4.4.2.

#### **Relaciones momento rotación del análisis seccional**

En este caso, partimos con la determinación de los diagramas momento curvatura a partir del programa XTRACT [27], de donde obtenemos valores de los momentos de fluencia ( $M_y$ ) y últimos ( $M_u$ ), así como las curvaturas de fluencia ( $\phi_y$ ) y curvatura última( $\phi_u$ ). Éstas curvaturas son transformadas en rotaciones a través de la ecuación 3.3 y las longitudes plásticas son calculadas a partir de la ecuación 3.5. Las rotaciones plásticas de cada diagrama momento rotación son calculadas de acuerdo a la ecuación 3.8

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \quad (3.8)$$

En ambos casos, los diagramas momento rotación deben ser ingresados en formato adimensional, para cada fuerza axial del diagrama de interacción, tal como se muestra en la figura 3.15

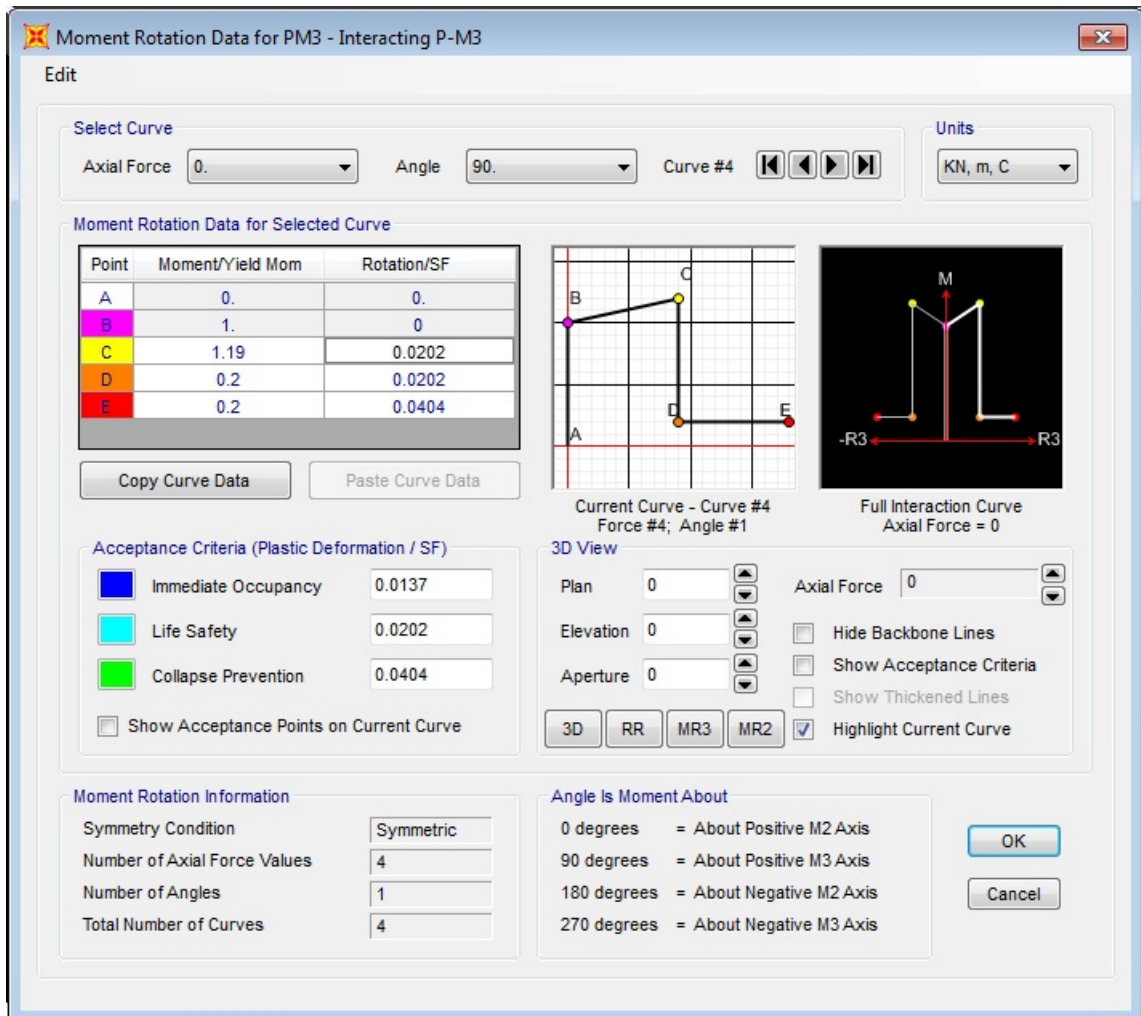


Figura 3.15: Relaciones momento rotación para un axial del diagrama de interacción del muro en SAP2000 (fuente propia)

Los momentos de fluencia y momento último también pueden obtenerse a partir de las formulaciones analíticas disponibles en [29].

### 3.4.3.2. Rótulas de flexión (M3)

Este tipo de rótulas plásticas busca capturar el comportamiento inelástico por flexión asignados a las vigas de acoplamiento. Como en el caso de las rótulas PM3, en este trabajo se ha determinado las relaciones momento rotación mediante la metodología del ASCE 41-13 y mediante análisis seccional.

#### Rótulas de flexión del ASCE 41-13

El ASCE 41-13, para el caso de la determinación de las rótulas gobernadas por flexión en vigas de acople, emplea el esquema de la figura 3.14. El punto B del diagrama se puede determinar con la ecuación 3.3. Los demás puntos son obtenidos directamente de la tabla 10-19 del ASCE 41-13 [9].

En caso de refuerzo convencional en la viga de acople, para determinar los valores de las rotaciones se debe determinar la relación entre la cortante actuante y la cortante mecánica resistente, de acuerdo con la ecuación 3.9 [9].

$$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_c}} \quad (3.9)$$

Donde:  $V$ : Cortante actuante (N),  $t_w$ : Espesor de la viga de acople (mm),  $l_w$ : Longitud de la viga de acople (mm),  $f'_c$ : Resistencia a compresión de la viga de acople (MPa).

El resultado de la expresión 3.9 debe ser multiplicado por 12.0431 ( $1/(\sqrt{0.00689475 \text{ MPa}})$ ) como factor de conversión a unidades internacionales debido al radical.

El valor de la cortante actuante, se puede determinar a partir de la expresión 3.10 [13].

$$V = \frac{2 \cdot M}{L} \quad (3.10)$$

Donde:  $V$ : Valor de la cortante (kN),  $M$ : Momento actuante (kN.m).  $L$ : Luz de la



viga (m)

Por otro lado se debe determinar si el confinamiento de la viga es conforme o no, y el ASCE 41-13 [9] dispone de ciertos criterios para determinar esta condición. (a) Estribos cerrados sobre toda la longitud de la viga de acople con un espaciamiento menor a  $d/3$  y (b) la resistencia a corte de los estribos  $V_s \geq 3/4$  de la resistencia a corte requerida en la viga de acople.

En caso de vigas de acople con refuerzo diagonal, se puede obtener las rotaciones directamente de la tabla 10-19 del ASCE 41-13, sin mayores restricciones.

Los momentos de fluencia y momento último se han obtenido del programa XTRACT [27]. Sin embargo, también pueden obtenerse a partir de las formulaciones analíticas disponibles en [29].

### Rótulas de flexión del análisis seccional

En este caso los diagramas momento curvatura se han obtenido a partir del programa XTRACT [27]. Las curvaturas se convierten en rotaciones a partir de la ecuación 3.11 [13].

$$\theta = \phi \cdot L_p \quad (3.11)$$

Donde:  $\theta$ : Rotaciones (rad),  $\phi$ : Curvaturas (1/m),  $L_p$ : Longitud plástica de la viga de acople.

La longitud plástica asumida para la viga de acople, fue de  $0.5 \cdot L_{viga}$ .

Los momentos últimos y de fluencia así como las curvaturas últimas y de fluencia pueden ser también obtenidas con formulaciones analíticas, disponibles en [29].

Finalmente las relaciones momento rotación debe ser ingresada dentro de SAP2000 como un propiedad de la sección, tal como se muestra en la figura 3.16 y puede ser

adimensional con factores de escala en función al momento de fluencia.

**Frame Hinge Property Data for M3\_CW2 - Moment M3**

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.0624
D-	-0.2	-0.0312
C-	-1.3	-0.0312
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.3	0.0312
D	0.2	0.0312
E	0.2	0.0624

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero  
☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment    Moment SF    Positive: 12.52    Negative:

☐ Use Yield Rotation    Rotation SF    Positive: 1.    Negative:

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy    Positive: 0.0157    Negative:

☐ Life Safety    Positive: 0.0234    Negative:

☐ Collapse Prevention    Positive: 0.0312    Negative:

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☒ Moment - Rotation  
☐ Moment - Curvature  
Hinge Length:   
☐ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type: **Isotropic**  
No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Figura 3.16: Definición de la rótula M3 para la viga de acople en SAP2000 (fuente propia)

En el caso de refuerzo diagonal, el momento de fluencia y momento último es calculado considerando la componente del acero diagonal en dirección longitudinal, siguiendo la ecuación 3.12 [1].

$$A_s = A_{sDiag} \cdot \cos(\alpha) \quad (3.12)$$

Donde:  $A_s$ : Área de acero en dirección longitudinal,  $A_{s-Diag}$ : Área de Acero diagonal de un lazo.  $\alpha$ : Ángulo de inclinación del acero diagonal.

El ángulo de inclinación del acero diagonal se puede calcular con la formulación 3.13 [13].

$$\alpha = \text{atan} \left( \frac{h - 2 \cdot d'}{L_{viga}} \right) \quad (3.13)$$

### 3.4.3.3. Rótulas de cortante (V2)

Las relaciones fuerza desplazamiento para el caso de rótulas de cortante, han de ser obtenidas directamente de las tablas del ASCE 41-13 [9].

### Muros de corte

Se debe de considerar una rótula de cortante en el muro con el objetivo de capturar la respuesta no lineal del muro ante deformaciones por corte. Esta rótula se asigna a la mitad de la altura del muro de corte en cada nivel. Las relaciones fuerza deformación de muros sujetos a cortante en este estudio son obtenidos a partir de la tabla 10-20 del ASCE 41-13 [9]. De esta tabla se puede obtener de forma directa las derivas esperadas en el muro en función de la relación entre el axil actuante y la capacidad mecánica resistente del muro de acuerdo a la formulación 3.14

$$\frac{(A_s - A'_s) \cdot f_y + P}{t_w l_w f'_c} \quad (3.14)$$

Donde  $A_s, A'_s$ : Área de acero en tracción y compresión (mm<sup>2</sup>),  $f_y$ : Fluencia del acero(MPa),  $P$ : Carga axil actuante (N),  $t_w$ : Espesor del muro(mm),  $l_w$ : Longitud del muro(mm),  $f'_c$ : Resistencia a compresión del muro(MPa).

Es necesario indicar que en caso la fuerza axil actuante en el muro supere 15 % de la capacidad mecánica ( $0.15 \cdot A_g f'_c$ ), la rótula por corte debe ser tratada como controlada por fuerza y no por deformación [9] .

Los valores obtenidas de la tabla 10-20, son valores de derivas cuyos parámetros siguen la relación fuerza deformación mostrada en la figura 3.17.

El valor de las derivas han de ser transformadas en valores de desplazamiento según la formulación siguiente:

$$\Delta = \delta \cdot H \quad (3.15)$$

Donde:  $\Delta$ :Desplazamiento (m),  $\delta$ : Deriva obtenida de la tabla 10-20 ASCE 41-13 [9],  
H: Altura total del muro (m).

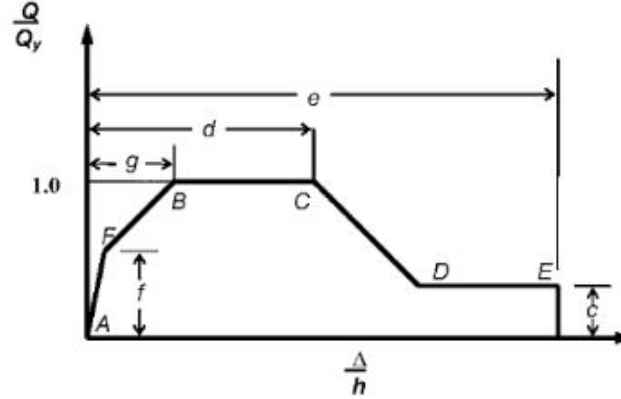


Figura 3.17: Relaciones fuerza-deformación generalizada para elementos de hormigón gobernados por corte según ASCE 41-13 (fuente propia)

El valor de la cortante nominal resistente del muro, es obtenida a partir de la formulación 3.16 [13]

$$V_n = \left( 0.17 \cdot \sqrt{f'_c} + f_y \cdot \rho_h \right) \cdot A_{cw} \quad (3.16)$$

Donde:  $V_n$ : Cortante nominal resistente(N),  $f'_c$ : Resistencia a compresión del hormigón (MPa),  $f_y$ : Fluencia del acero (MPa),  $\rho_h$ : Cuantía de refuerzo horizontal del muro,  $A_{cw}$ : Área resistente a cortante de la sección del muro.

### Vigas de acople

De igual forma en el caso de vigas de acople, las rótulas de cortante son obtenidas a partir de la tabla 10-20 del ASCE 41-13 [9]. La rótula de corte es asignada en el modelo a la mitad de la luz libre de la viga de acople, pues la cortante es constante en toda la longitud de la viga para carga lateral. Las relaciones fuerza deformación siguen el patrón mostrado en la figura 3.17. Los valores obtenidos de la tabla 10-20 del ACE 41-13 representan la rotación de cuerda (Chord Rotation) tal como se muestra en la figura 3.18

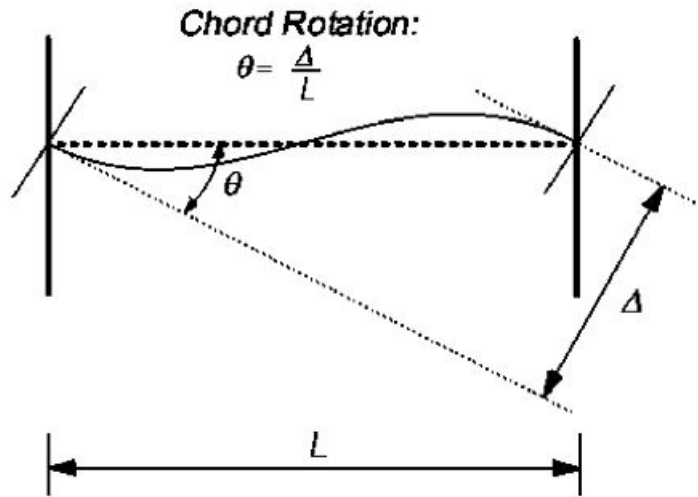


Figura 3.18: Rotación de cuerda en la viga de acople [9]

Por tanto, para definir las relaciones fuerza desplazamiento que se han de asignar a la rótula de corte en vigas, controladas por desplazamiento, es necesario multiplicar los valores de las rotaciones obtenidas por la luz libre de la viga de acuerdo con la ecuación 3.17.

$$\Delta = \theta \cdot L_{viga} \quad (3.17)$$

Donde:  $\Delta$  : Desplazamiento(m),  $\theta$ : Chord rotation de la viga obtenido de la tabla 10-20 ASCE 41-13 [9]  $L_{viga}$ : Luz libre de la viga.

El valor de la resistencia nominal a cortante se obtiene de la ecuación 3.18 [13]. En el caso de vigas con refuerzo convencional el valor de la resistencia a cortante del acero se calcula con 3.20 [13]. En el caso de vigas con refuerzo diagonal el valor de la resistencia a corte del acero se calcula con 3.21( [13], [1]).

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.18)$$

$$V_c = 0.17 \cdot \sqrt{f'_c} A_{cw} \quad (3.19)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (3.20)$$

$$V_s = 2 \cdot A_{vd} \cdot f_y \cdot \sin \alpha \quad (3.21)$$

Donde:  $V_n$ : Cortante resistente nominal de la viga(N),  $V_c$ : Resistencia nominal a

cortante del hormigón (N),  $V_s$ : Resistencia nominal a cortante del acero(N).  $A_{cw}$ : Área a cortante de la sección, calculada como el producto  $b_w \cdot d$ , con  $b_w$ : Base de la viga de acople (mm),  $d$ : Peralte efectivo (mm),  $A_v$ : Área de refuerzo transversal a cortante(mm<sup>2</sup>).  $A_{vd}$ : Área de acero diagonal de un lazo.(mm<sup>2</sup>)  $s$ : Espaciamiento del refuerzo transversal a cortante en la viga(mm).  $f'_c$ : Resistencia a compresión del hormigón (MPa),  $f_y$ : Fluencia del acero (MPa).  $\alpha$ : Ángulo de inclinación del refuerzo diagonal, calculado con la expresión 3.13.

Es necesario indicar que de acuerdo con el ASCE 41-13, en caso que el refuerzo diagonal sea colocado en la viga de acople siguiendo las recomendaciones del ACI 318-14 [13], no es necesario colocar rótulas de corte en las vigas de acople, siendo suficientes sólo las rótulas de flexión para representar el comportamiento no lineal de este componente.

#### 3.4.4. Rigidez efectiva e inercia fisurada

Dentro del modelo, la rigidez efectiva a flexión y cortante tanto de muros de corte como vigas de acople debe ser definido en base a las propiedades de los materiales, dimensión de los elementos, cuantías de refuerzo, condiciones de borde y niveles de fisuración y tensión [9]. Los valores usados en el presente estudio corresponden a la propuesta por Turgeon [14], y los correspondientes valores son los mostrados en la tabla 2.4.

##### 3.4.4.1. Modelos histeréticos de las rótulas

###### Muros de corte

Dentro de SAP2000, la rótula bidimensional PM2 o PM3 usa por defecto el modelo de histéresis Isotrópico no existiendo mayores modelos disponibles lo cual puede ser poco apropiado para muchos casos [5].

El patrón de comportamiento no lineal del modelo de histéresis Isotrópico es el que se muestran en la figura 3.19.

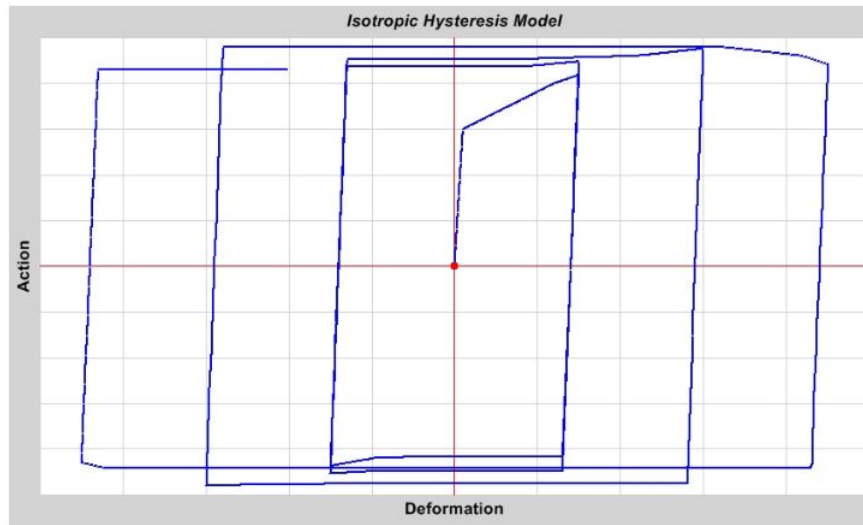


Figura 3.19: Modelo de Histéresis Isotrópico de SAP2000 [5]

En este modelo, la descarga y la carga reversa ocurren de forma paralela a la línea elástica hasta que igualen al valor de la curva Backbone que define el comportamiento de la rótula, para la misma magnitud de la deformación. Este es el modelo que disipa la mayor cantidad de energía de todos los modelos. No se requiere mayores parámetros dentro de SAP2000 para este modelo [5].

### Vigas de acople

En el caso de vigas de acoplamiento en estructuras de muros acoplados de hormigón armado, se recomienda el uso del modelo histerético PIVOT cuyos parámetros se muestran en la figura 3.7.

Para este estudio, para las vigas de acoplamiento se han empleado los parámetros del modelo PIVOT mostrados en la tabla 3.3

Tabla 3.3: Parámetros del modelo PIVOT usados para muros acoplados en SAP2000

Parámetro	Valor
$\alpha_1$	7
$\alpha_2$	7
$\beta_1$	0.25 – 0.35
$\beta_2$	0.25 – 0.35
$\eta$	0

### 3.5. Energía disipada por daño y amortiguamiento histerético equivalente

Éstos valores han sido empleados específicamente para los modelos reproducidos en este trabajo, haría falta mayor investigación al respecto para generalizar su uso en todos los modelos de vigas de acoplamiento con refuerzo convencional y diagonal.

## 3.5. Energía disipada por daño y amortiguamiento histerético equivalente

El amortiguamiento histerético equivalente se calcula en base a la propuesta de Jacobsen [30] para amortiguamiento equivalente en estructuras compuestas a partir de la envolvente de los lazos histeréticos. En este trabajo, se emplean las formulaciones siguientes [25].

$$\xi_{hist} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{E_c}{E_{elast.}} \quad (3.22)$$

$$E_{elast.} = \frac{1}{2} F_{max} \Delta_{max} \quad (3.23)$$

Donde:  $\xi_{hist}$ , es el amortiguamiento histerético equivalente.  $E_c = A_{hist}$ . representa la energía histerética disipada por daño y se calcula como el área dentro de la envolvente de los lazos histeréticos.  $E_{elast.}$ , es la energía elástica equivalente,  $F_{max}$  Es la fuerza cortante máxima y  $\Delta_{max}$  Representa el desplazamiento máximo de la estructura.



# Capítulo 4

## Modelo analítico no lineal de ensayos experimentales de muros acoplados

### 4.1. Introducción

Se han desarrollado modelos analíticos para reproducir 05 ensayos experimentales disponibles en la literatura, 03 de ellos desarrollados por Chen [10] y los otros 02 por Santhakumar [11]. Se han escogido diferentes configuraciones estructurales de los muros acoplado, que incluye asimetría en la distribución de refuerzo en los núcleos de los muros, así como vigas de acople con refuerzo convencional y diagonal.

Los modelos analíticos se han elaborado a través de elementos Shell definido por capas, y elementos tipo frame con plasticidad concentrada. La metodología para el desarrollo de los modelos analíticos se ha descrito en el capítulo anterior. El software empleando para este fin es SAP2000 V.20.0.0.

## 4.2. Programas experimentales

### 4.3. Chen et al

#### 4.3.1. Descripción

Chen et al [10] ha desarrollado una campaña experimental en el año 2005, en la que se han ensayado 03 especímenes a los que se les ha aplicado una carga cíclica. En los 03 especímenes se han empleado diferentes relaciones peralte/longitud de la viga de acople con una misma cuantía de refuerzo, puesto que el parámetro de estudio era la relación de aspecto de la viga de acople. La figura 4.1 muestra las dimensiones y el refuerzo de los elementos de los 03 especímenes.

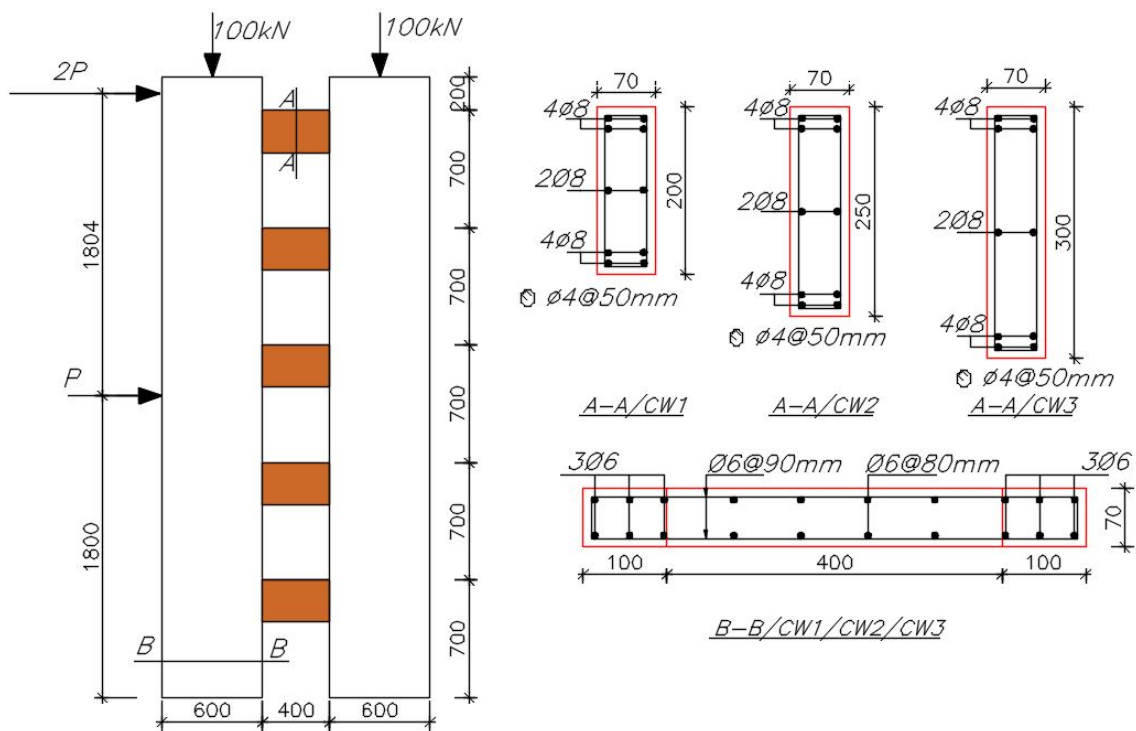


Figura 4.1: Geometría y refuerzo de especímenes CW1, CW2, CW3 (modificado de [10])

Los especímenes han sido contruidos a 1/4 de escala de un modelo de 05 niveles, con una relación de aspecto de 2.38. Éstos se han denominado como CW1, CW2 y

CW3. El peralte de la viga de acoplamiento fue de 200mm para CW1, 250mm para CW2 y 300mm para CW3. Se ha aplicado una carga vertical sobre cada muro de 100 kN, lo que representa aproximadamente  $0.1 \cdot f'_c A_g$ .

Los especímenes CW1 y CW3 son sujetos a carga cíclica lateral a través de dos puntos ubicados en el tercer y quinto nivel, con un ratio de 2, para simular el efecto de carga triangular, tal como se observa en la figura 4.1. El espécimen CW2, es sujeto a carga cíclica lateral a través de un punto ubicado en el quinto nivel. El protocolo de carga usado en la campaña experimental se puede observar en la tabla 4.1.

Tabla 4.1: Protocolo de carga cíclica de los especímenes CW1, CW2, CW3 [10]

Modelo	Actuador	Control de Fuerza [kN]								Control de desplazamiento [mm]							
<b>CW1</b>	1	20	30	40	50	60	70	80									
	2	10	15	20	25	30	35	40									
<b>CW3</b>	1	10	20	30	40	50	60	70									
		80	90	100	105												
	2	5	10	15	20	25	30	35									
		40	45	50	53												
<b>CW2</b>	1	10	20	30	40	50	60	70		6	9	12	15	18	21	24	
		80								27	30	33	36	39	42		

#### 4.3.2. Propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales que han sido medidos en la campaña experimental se pueden observar en la tabla 4.2 [10].

El módulo de elasticidad del acero es de 210GPa. En el caso del acero con Ø4, al no haber un punto de fluencia obvio, se considera el valor de la resistencia última de la barra de acero [10].

Para el modelado analítico, en el caso del hormigón confinado y no confinado se ha empleado el modelo de Mander [12] (ver figura 4.2 y 4.3), con un coeficiente

Tabla 4.2: Propiedades de los materiales especímenes CW1/CW2/CW3 [10]

Nivel	hormigón			Acero
	Resistencia a Compresión [MPa]	Módulo de Elasticidad [MPa]	Resistencia a tracción [MPa]	Fluencia del acero $f_y$ [MPa]
1	38.6	3.12E+04	2.63	Ø4=797
2	38.7	3.38E+04	2.63	Ø6=311
3	40.1	2.76E+04	2.69	Ø8=278
4,5	47.4	3.07E+04	3.01	

de Poisson de 0.17, deformación para la resistencia máxima no confinada de 0.002 y deformación última no confinada de 0.0035 y un comportamiento direccional Isotrópico. En el caso del acero se ha empleado un modelo de material elastoplástico de endurecimiento cinemático con un módulo de endurecimiento de  $0.005E_s$  y un coeficiente de Poisson de 0.30, un comportamiento direccional Uniaxial (Ver figura 4.4 ), tal como se muestran en la sección 3.2.

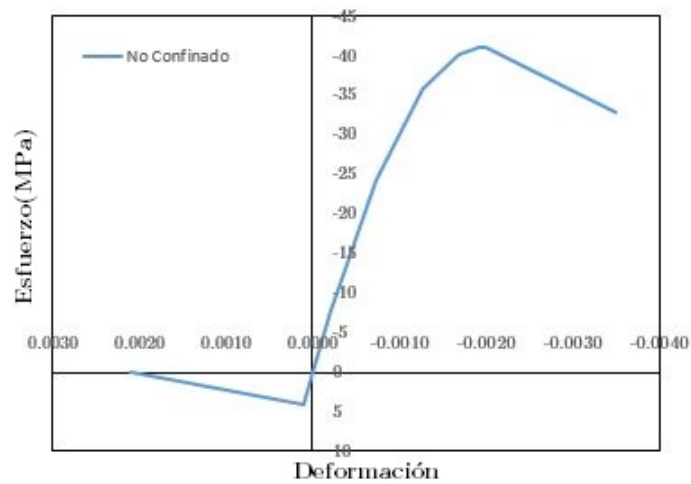


Figura 4.2: Modelo constitutivo de Mander del hormigón no confinado (fuente propia)

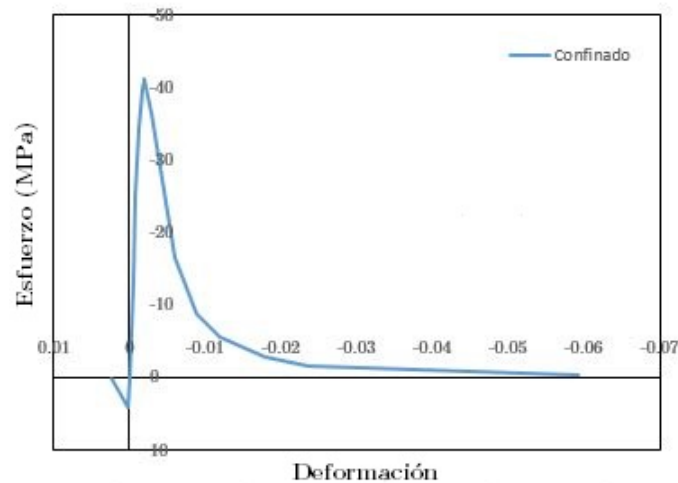


Figura 4.3: Modelo constitutivo de Mander del hormigón confinado (fuente propia)

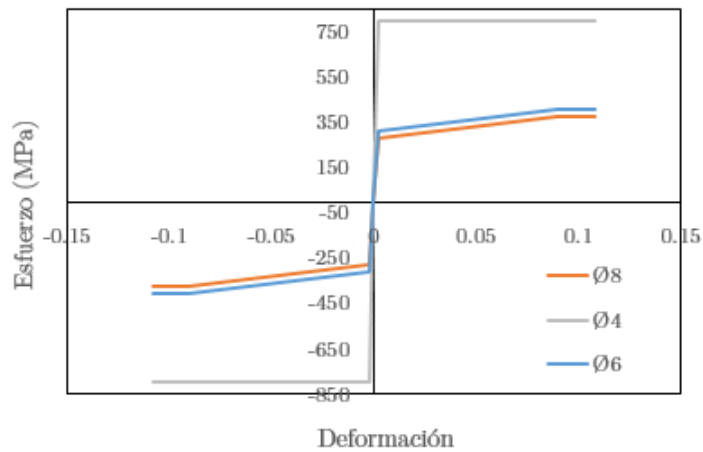


Figura 4.4: Modelo constitutivo del acero: (a) Ø4mm, (b) Ø6mm y (c) Ø8mm (fuente propia)

### 4.3.3. Modelado con Shell

#### 4.3.3.1. Definición de capas del Shell

Dentro de la definición de las capas, es imperativo definir correctamente los espesores y ángulos de acción del material de las capas de refuerzo, ya que las capas de hormigón se definen con el espesor de los muros y vigas de acople directamente. La tabla 4.3 define las cuantías de refuerzo longitudinal por cada sección para muros de corte (tanto bordes como alma) y vigas de acople. La tabla 4.4 muestra el cálculo del espesor equivalente de las capas de refuerzo, que ha sido calculado siguiendo la ecuación 3.2. El refuerzo se define en dos capas en dirección del espesor del elemento

(Top y Bottom) dentro de SAP2000.

Tabla 4.3: Cuantías longitudinales y transversales de las secciones Shell Layered para los especímenes CW1/CW2/CW3

SECCIÓN	Cuantía Long.					Cuantía Trans.			
	b (mm)	h (mm)	$\phi$	$A_s$ (mm2)	$\rho_{long}$	$\phi$	s (mm)	$A_v$ (mm2)	$\rho_{trans}$
Muro de corte									
Borde	70	100	6 $\phi$ 6	169.62	0.0242	6 $\phi$ @90	90	56.5400	0.0090
Alma	70	400	6 $\phi$ @80	226.16	0.0081	6 $\phi$ @90	90	56.5400	0.0090
Viga de Acople									
CW1	70	200	10 $\phi$ 8	502.7	0.0359	4 $\phi$ @50	50	25.14	0.0072
CW2	70	250	10 $\phi$ 8	502.7	0.0287	4 $\phi$ @50	50	25.14	0.0072
CW3	70	300	10 $\phi$ 8	502.7	0.0239	4 $\phi$ @50	50	25.14	0.0072

Tabla 4.4: Espesores y ángulos de acción del material para las capas de refuerzo de las secciones Shell para los especímenes CW1/CW2/CW3

SECCIÓN	$\rho_{long}$	$\rho_{trans}$	Ref. Longitudinal			Ref. Transversal		
			$t_s$ Top (mm)	$t_s$ Bot. (mm)	ángulo (°)	$t_s$ top (mm)	$t_s$ Bot. (mm)	ángulo (°)
Muro de corte								
Borde	0.0242	0.0090	0.8481	0.8481	90	0.3141	0.3141	0
Alma	0.0081	0.0090	0.2827	0.2827	90	0.3141	0.3141	0
Viga de Acople								
CW1	0.0359	0.0072	1.2568	1.2568	0	0.2514	0.2514	90
CW2	0.0287	0.0072	1.0054	1.0054	0	0.2514	0.2514	90
CW3	0.0239	0.0072	0.8378	0.8378	0	0.2514	0.2514	90

Tabla 4.5: Componentes de no linealidad de las capas de material

SECCIÓN	S11	S22	S13
<b>Muro (Borde/Alma)</b>			
hormigón	NL	NL	NL
Ref. longitudinal	NL	-	NL
Ref. Transversal	NL	-	NL
<b>Viga de Acople (CW1/CW2/CW3)</b>			
hormigón	NL	NL	NL
Ref. longitudinal	NL	-	NL
Ref. Transversal	NL	-	NL

Las componentes de no linealidad consideradas para cada capa de las secciones del elemento Shell se muestran en la tabla 4.5.

#### 4.3.3.2. Mallado

Se he hecho un análisis de convergencia de los especímenes CW1/CW2/CW3, a fin de encontrar un tamaño de malla apropiado, resultando los de mejor aproximación

dividiendo el canto de la viga en 03 partes iguales, en este caso  $100\text{mm}$  para CW2. Los resultados obtenidos en ambos casos se pueden observar en el capítulo 5. La figura 4.5 muestra el modelo y estados de carga de los especímenes.

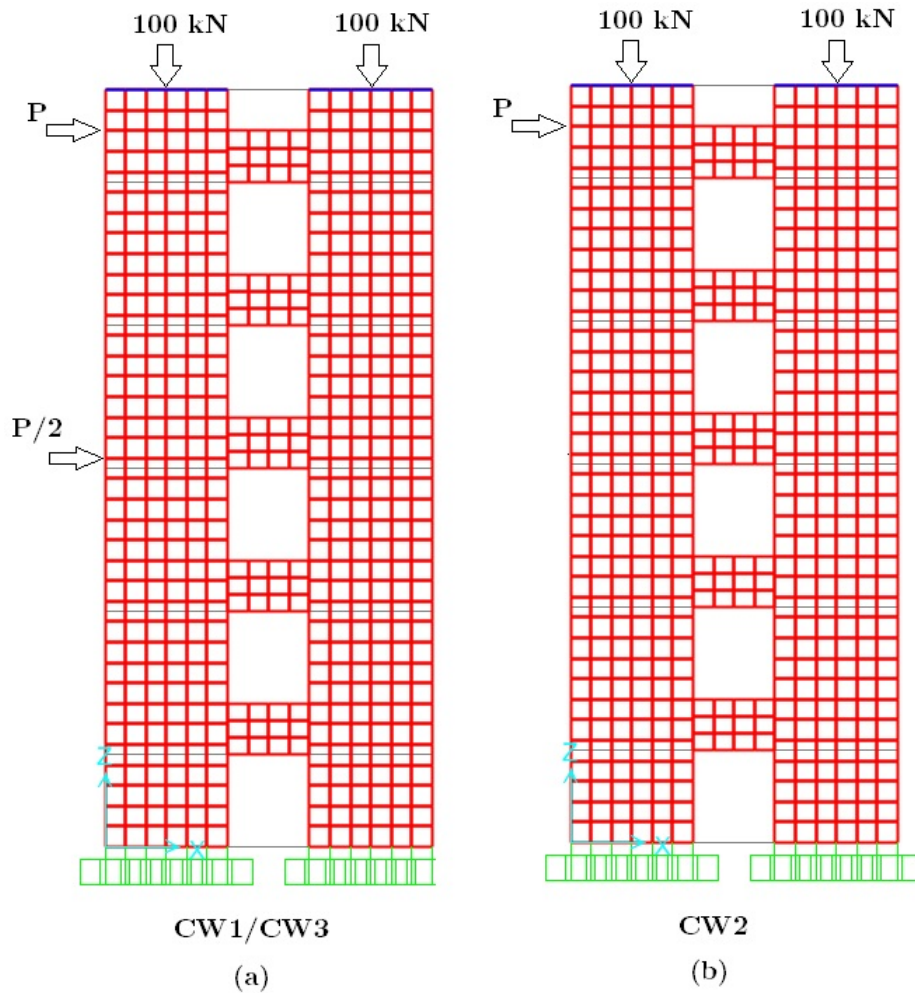


Figura 4.5: Tamaño de malla  $100\text{mm}$  y estados de carga para especímenes (a)CW1/CW3 y (b)CW2 (fuente propia)

#### 4.3.3.3. Inercia fisurada

El esfuerzo de tensión del hormigón se ha considerado con valor nulo ( $\sigma_T = 0$ ) para tomar en consideración el efecto de fisuración del hormigón.

#### 4.3.3.4. Modelos Histeréticos

Los modelos histeréticos para carga cíclica empleados en este caso son los mostrados en la sección 3.3.1.6. Además de ello, se han corrido pruebas con el modelo histerético de TAKEDA para el hormigón, modelo que está disponible en el manual de referencia de SAP2000 [5].

#### 4.3.3.5. Casos de carga lateral

Se han considerado 02 casos de carga lateral: Estático No Lineal (Pushover) y Cíclico. Para el caso de carga Pushover se ha aplicado el patrón de cargas laterales mostrados en la figura 4.5 . En el caso de carga cíclico se ha aplicado el mismo patrón de cargas y el protocolo de carga empleado es el indicado en la tabla 4.1. Las figuras 4.6 y 4.7 muestran ambos casos de carga en SAP2000.

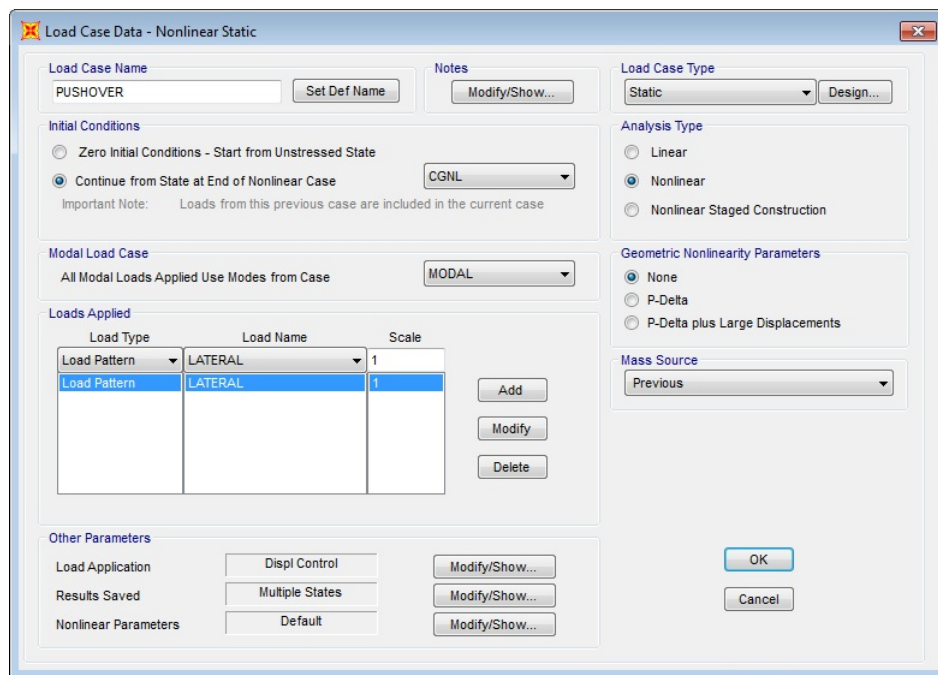


Figura 4.6: Definición del caso de carga estático no lineal en SAP2000 (fuente propia)

En ambos casos no se han considerado efectos de no linealidades geométricas. En el caso de carga cíclica el método Tiempo Historia empleado es el de Integración



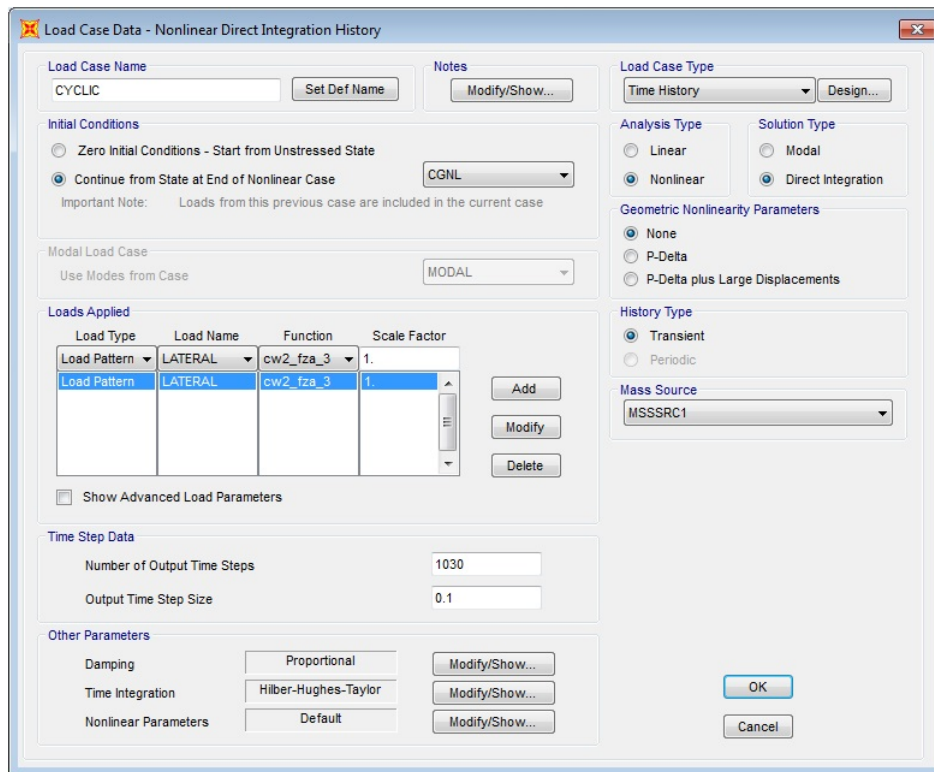


Figura 4.7: Definición del caso de carga cíclico en SAP2000 (fuente propia)

directa, debido a que el método Modal, sólo está disponible para Links No lineales dentro de SAP2000. La carga lateral cíclica se aplica muy lentamente para que el modelo no tenga en cuenta el efecto inercial y de amortiguamiento, y sólo este presente la componente de resistencia.

#### 4.3.4. Modelado con frame

##### 4.3.4.1. Geomería

La figura 4.8 muestra el modelado geométrico y estado de carga con elementos frame para los especímenes CW1/CW2/CW3.

Las dimensiones y datos se pueden ver en la figura 4.1. En las vigas de acople se ha asignado un brazo rígido (End Offset) a una longitud de  $0.3m$  de ambos extremos, con un factor de rigidez igual 1.

La figura 4.9 muestra la distribución y tipos de rótulas plásticas asignadas en los

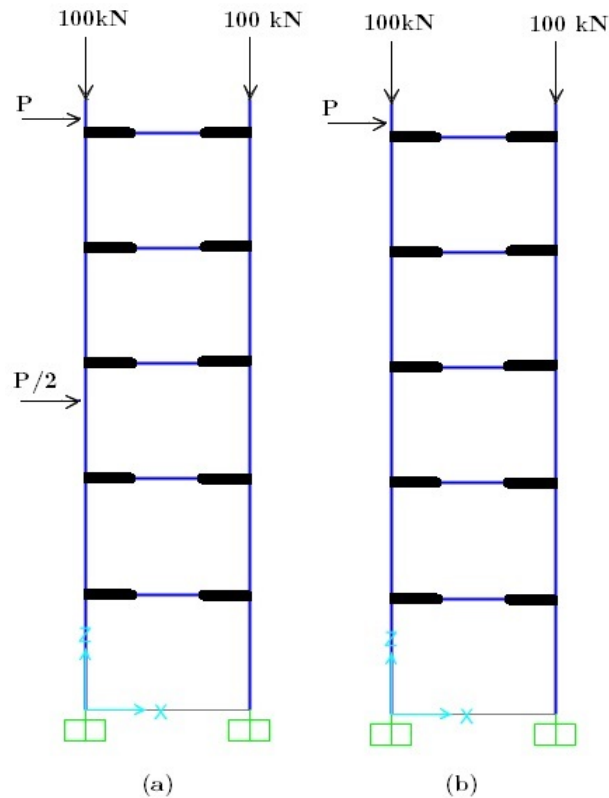


Figura 4.8: Geometría y estados de carga de especímenes (a) CW1/CW3, (b) CW2 (fuente propia)

muros y vigas de acople. Como se puede ver, se han asignado rótulas de flexión y corte en los muros a una distancia de 2.5 % y 50 % de la altura del muro en cada nivel respectivamente. De la misma forma, se han asignado rótulas de flexión y corte en las vigas de acople a los extremos y a la mitad de la luz libre de la viga respectivamente. La descripción de cada tipo de rótula se verá en la siguiente sección.

#### 4.3.4.2. Definición de rótulas plásticas

##### Rótulas plásticas en Muros

##### Rótulas de flexión(PM3)

Para definir las rótulas plásticas concentradas dentro de SAP2000, es necesario definir el diagrama de interacción del muro tal como se indicó en la sección 3.4.3.1. La figura 4.10 muestra el diagrama de interacción del muro para los especímenes

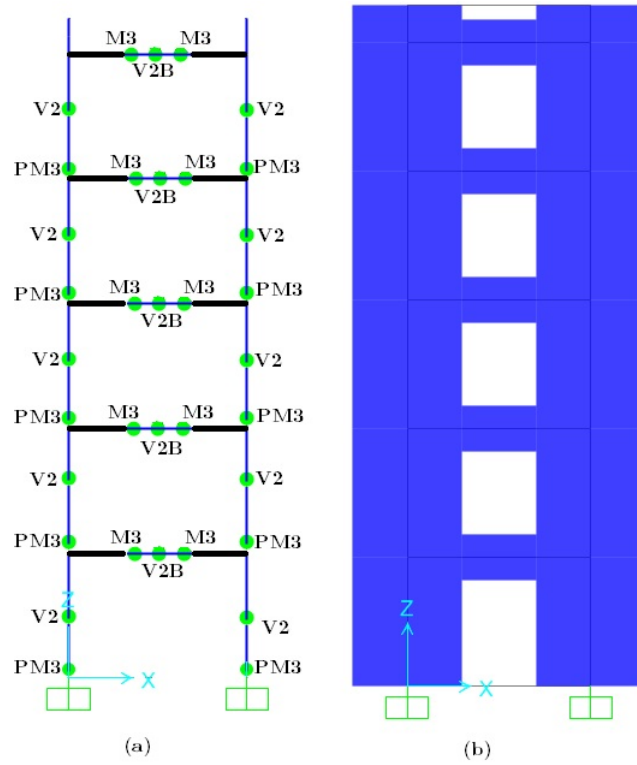


Figura 4.9: Modelado de especímenes CW1/CW2/CW3 (a)Distribución y tipo de rótulas, (b)Vista extruida de los especímenes (fuente propia)

CW1/CW2/CW3.

La figura 4.11 muestra las relaciones momento curvatura para diferentes axiles del diagrama de interacción del muro. Las relaciones momento curvatura han sido obtenidos con el programa XTRACT [27].

Como se ve en la figura, mientras los axiles crecen se tiene mayor resistencia, pero una menor ductilidad, hasta llegar a una magnitud del axil de aproximadamente  $0.4 \cdot A_g f'_c$  en donde tanto la resistencia como la ductilidad comienzan a decrecer. Éstas relaciones nos permitirán definir las relaciones momento rotación que deben de ser introducidas en SAP2000. La longitud plástica para los muros, calculada según las formulaciones del ASCE 41-13 es de  $0.35m$ .

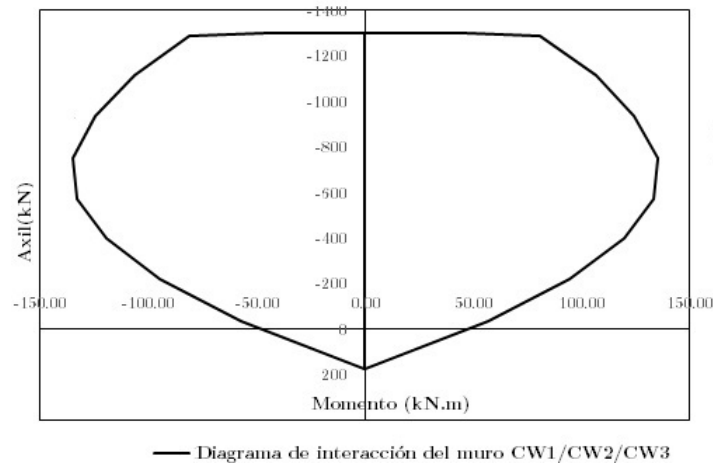


Figura 4.10: Diagrama de interacción del muro de corte para especímenes CW1/CW2/CW3 (fuente propia)

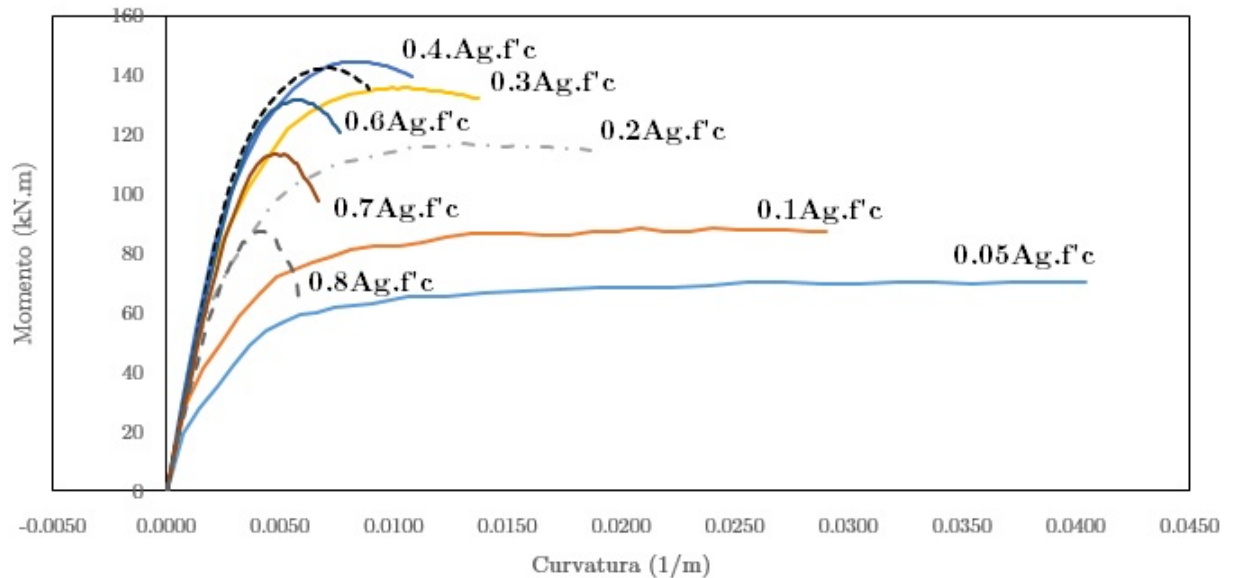


Figura 4.11: Relaciones momento curvatura del muro de corte para especímenes CW1/CW2/CW3 (fuente propia)

Como se ha descrito en la sección 3.4.3.1, las rótulas de flexión se han obtenido con 02 metodologías: Análisis seccional y ASCE 41-13. A partir de las Tablas 10-19 y 10-20 del ASCE 41-13 [9] (ver anexo A) se puede obtener de forma directa las rotaciones de los muros. La tabla 4.6 muestra los valores calculados para este caso. Con estos valores calculados se pueden obtener las relaciones momento rotación que serán ingresadas dentro de SAP2000, tal como se muestra en la figura 4.12 para un axil de  $P = 1302kN$ .

$$\begin{aligned}
A_s &= 169.62 \text{ mm}^2 \\
A'_s &= 169.62 \text{ mm}^2 \\
f_y &= 311 \text{ Mpa} \\
f'_c &= 41.2 \text{ Mpa} \\
t_w &= 70 \text{ mm} \\
l_w &= 600 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Tabla 4.6: Valores de rotaciones y criterios de aceptación del muro para rótulas de flexión en especímenes CW1/CW2/CW3 según ASCE 41-13

SECCIÓN	P [kN]	M [kN.m]	V [kN]	$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$V/(t_w l_w \sqrt{f'_c})$	a	b	c	IO	LS	CP
MURO	1,302.00	47.21	25.80	0.75	1.15	0.0020	0.0050	0.2500	0.0010	0.0030	0.0050
	750.11	134.81	73.67	0.43	3.29	0.0020	0.0050	0.2500	0.0010	0.0030	0.0050
	571.62	133.01	72.68	0.33	3.25	0.0020	0.0050	0.2500	0.0010	0.0030	0.0050
	0.00	47.16	25.77	0.00	1.15	0.0060	0.0150	0.6000	0.0020	0.0080	0.0150
	175.84	0.00	0.00	0.10	0.00	0.0060	0.0150	0.6000	0.0020	0.0080	0.0150

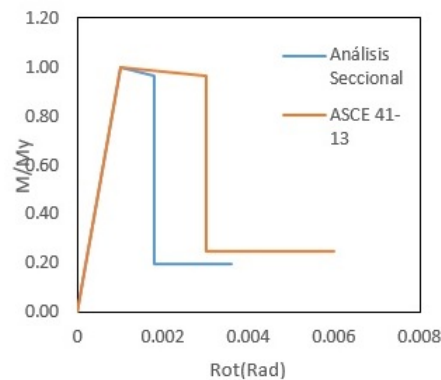


Figura 4.12: Relaciones momento rotación según ASCE 41-13 y Análisis seccional para el muro de corte del espécimen CW1/CW2/CW3 (fuente propia)

Como puede verse en la figura 4.12, las rotaciones dadas por el ASCE 41-13 son menores a los obtenidos del análisis seccional, lo que nos hace presumir que el ASCE 41-13 es conservador en este sentido. Las relaciones momento rotación para los demás axiles están disponibles en el anexo B. Es necesario precisar que los elementos de borde de los muros para los especímenes CW1/CW2/CW3 se consideran no confinados, debido a que no existen estribos de confinamiento en los núcleos. Finalmente los valores han de ser ingresados dentro de SAP2000 tal como se indicó en la sección 3.4.3.1.

### Rótulas de corte(V2)

La resistencia nominal a corte del muro para los especímenes CW1/CW2/CW3 se calcula con la ecuación 3.16.

$$\rho_h = \frac{A_v}{S \times b} = \frac{56.54}{90 \times 70} = 0.009$$

$$V_n = \left( 0.17 \cdot \sqrt{f'_c} + f_y \cdot \rho_h \right) \cdot A_{cw}$$

$$V_n = (0.17 \times \sqrt{41.20} + 311 \times 0.009)(70 \times 600)/1000 = 163.08 \quad kN$$

Las rótulas de corte se definen en los muros gobernados por fuerza, dado que las rótulas de corte del ASCE 41-13 gobernados por desplazamiento no ofrecen una buena representación del comportamiento no lineal de los muros, siendo apropiados para muros cuya falla sea a cortante (relaciones de aspecto menores a 2) y no por flexión. Esta rótula se ha de ingresar al SAP2000 y es asignada a la mitad de la altura del muro en cada nivel.

### Rótulas plásticas en Vigas de acople

#### Rótulas de flexión(M3)

En vigas de acople, las rótulas de flexión, igual que en el caso de los muros, se define a través de 02 métodos: ASCE 41-13 y análisis seccional.

En el análisis seccional se obtienen las relaciones momento curvatura para las vigas CW1, CW2 y CW3 a partir del software de análisis seccional XTRACT [27]. Luego, estas relaciones son convertidas en momento rotación tomando como longitud plástica el 50 % de la luz libre de la viga, en este caso 0.20m.

El ASCE 41-13 [9] dispone directamente las rotaciones para las vigas de acoplamiento con refuerzo convencional y refuerzo diagonal, en función de los niveles de demanda de cortante. Las tablas 4.7 y 4.8 muestran los valores calculados de las cortantes actuantes y las rotaciones de la tabla 10-19 del ASCE 41-13 respectivamente.

Tabla 4.7: Momento de fluencia, último y cortante actuante para las vigas de acople CW1/CW2/CW3

Viga	Sección [mmxmm]	As [mm <sup>2</sup> ]	My [kN.m]	Mu [kN.m]	V [kN]
CW1	200x70	502.65	11.66	13.42	67.1
CW2	250x70	502.65	14.83	17.97	89.85
CW3	300x70	502.65	18.85	22.43	112.15

Tabla 4.8: Variables para la definición de rótulas de flexión de viga de acople con refuerzo convencional de los especímenes CW1/CW2/CW3 según ASCE 41-13

Viga	Vd [kN]	Vs [kN]	$V/t_w l_w \sqrt{f'_c}$	d/3 [mm]	S [mm]	S < d/3	$3/4(Vd)$ [kN]	s > 3/4V	Conf.
CW1	67	93	4.48	65	50	OK	50.325	OK	Conforme
CW2	90	117	6.00	82	50	OK	67.3875	OK	Conforme
CW3	112	141	7.50	98	50	OK	84.1125	OK	Conforme

En la tabla 4.8,  $V_d$  es la cortante actuante, calculada según la ecuación 3.10.  $V_s$  es la cortante resistente de la viga, calculada según las ecuaciones 3.18, 3.19 y 3.20.  $d$  es el peralte efectivo de la viga de acople,  $S$  es el espaciamiento del refuerzo transversal. De acuerdo con el ASCE 41-13 [9], la condición de confinamiento debe de cumplir que los estribos estén espaciados a menos de  $d/3$ , y que la cortante resistente sea mayor a  $3/4$  de la resistencia requerida en la viga de acople.

La curva Backbone para definir la relación momento rotación de la rótula a flexión para la viga de acople sigue el patrón mostrado en la figura 3.14 que se puede ver en la sección 3.4.3.1.

De acuerdo a los valores calculados en la tabla 4.8 se pueden definir los valores de las rotaciones y criterios de aceptación del ASCE 41-13 que se muestran en la tabla 4.9.

La figura 4.13, muestra las relaciones momento rotación adimensional del análisis seccional y del ASCE 41-13 para las vigas CW1, CW2 y CW3 respectivamente.

Los momentos de fluencia y últimos se muestran en la tabla 4.7.

Tabla 4.9: Valores de rotación y criterios de aceptación para vigas de acople de especímenes CW1/CW2/CW3 según ASCE 41-13

CW1	CW2	CW3
a= 0.025	a= 0.02	a= 0.02
b= 0.05	b= 0.04	b= 0.04
c= 0.2	c= 0.2	c= 0.2
IO= 0.01	IO= 0.005	IO= 0.005
LS= 0.02	LS= 0.01	LS= 0.01
CP= 0.025	CP= 0.02	CP= 0.04

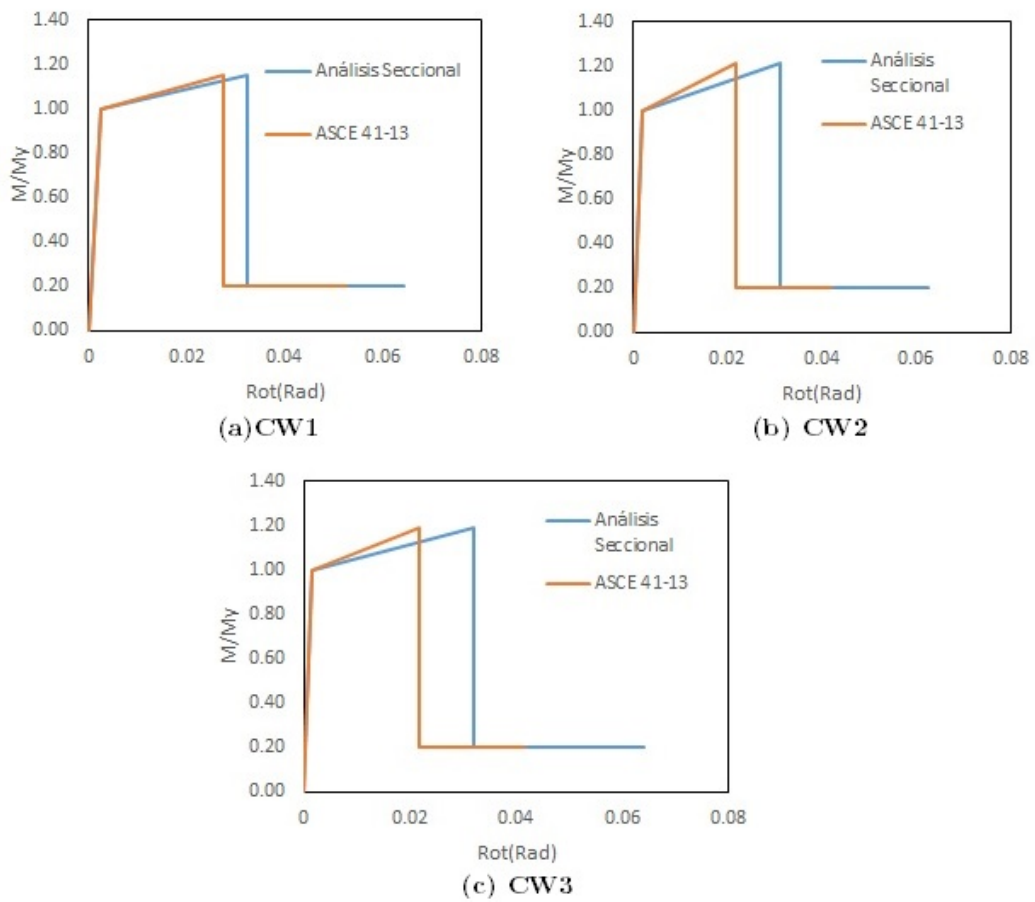


Figura 4.13: Diagrama momento rotación adimensional para la viga de acople CW1, CW2 y CW3 (fuente propia)

Mayores detalles sobre la definición de las relaciones momento rotación adimensional de las vigas de acople de los especímenes CW1/CW2/CW3 se puede ver en el anexo C.



### Rótulas de corte(V2B)

Las rótulas de corte son calculadas en función de los datos obtenidos de la tabla 10-20 del ASCE 41-13, que está en función de la relación de cortantes, que se ha mostrado en la tabla 4.8. La figura 4.14 muestra las relaciones fuerza desplazamiento para las rótulas de cortante de las vigas CW1, CW2 y CW3 respectivamente.

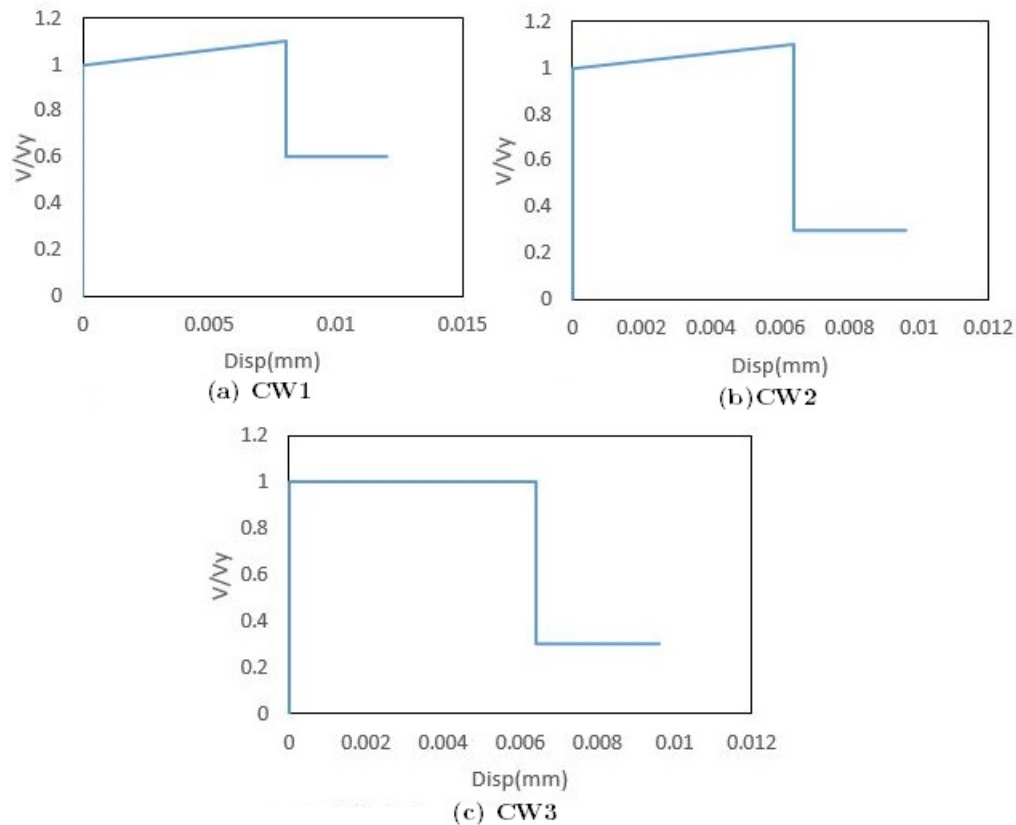


Figura 4.14: Relación Fuerza-Desplazamiento adimensional para la rótula de corte de vigas de acople CW1,CW2,CW3 (fuente propia)

En estas rótulas, la tabla 10-20 del ASCE 41-13 [9] entrega el valor de las rotaciones de cuerda (Chord Rotation) de las vigas de acople en función de los niveles de cortante de demanda de cada sección. Éstas rotaciones son transformadas en desplazamiento empleando la ecuación 3.17. Los valores de resistencia cortante nominal de las vigas de acople son 93.44kN, 117.30kN y 141.16kN para las vigas CW1, CW2 y CW3 respectivamente, las cuales fueron calculadas con la ecuación 3.18 al 3.20.

Los valores de las rotaciones de las vigas de acople (Chord rotation) obtenidas del ASCE 41-13 siguen el patrón de la curva backbone mostrado en la figura 3.17, y se han determinado en función de  $V/(t_w \cdot l_w \cdot \sqrt{f'_c})$ , que son: 4.48, 6.00 y 7.50 para las vigas CW1, CW2 y CW3 respectivamente, valores que se muestran en la tabla 4.8. Los valores de las rotaciones obtenidas se muestran en la tabla 4.10

Tabla 4.10: Valores de rotaciones de vigas de acople y criterios de aceptación para definición de rótulas de corte en vigas de acople de especímenes CW1/CW2/CW3 según ASCE 41-13

CW1	CW2	CW3
d= 0.02	d= 0.016	d= 0.016
e= 0.03	e= 0.024	e= 0.024
c= 0.6	c= 0.3	c= 0.3
IO= 0.006	IO= 0.005	IO= 0.005
LS= 0.02	LS= 0.016	LS= 0.016
CP= 0.03	CP= 0.024	CP= 0.024

Una descripción completa de ls rótulas de cortante calculadas se muestra en el anexo D.

#### 4.3.4.3. Rigidez efectiva e inercia fisurada

Dentro del SAP2000 la formulación de la rótula concentrada (tanto a flexión como cortante) del elemento frame trabaja con las curvas backbone de las rótulas cuando se ha sobrepasado el punto de fluencia. En el rango elástico la relaciones fuerza desplazamiento se trabajan con las matrices elásticas propias del elemento frame. Por ello es necesario considerar la inercia fisurada del elemento frame, que para todos los casos (CW1, CW2 y CW3) se han asignado los valores sugeridos por Turgeon [14] dados en la tabla 2.4.

#### 4.3.4.4. Parámetros de curvas histeréticas de las rótulas

Tal como se indicó en la sección 3.4.4.1, el modelo histerético para las rótulas tipo PM3 asignado a los muros, es el modelo Isotrópico por defecto, no pudiendo cambiar esta configuración dentro del SAP2000. Para las vigas de acople se han asignado el modelo histerético PIVOT con los parámetros mostrados en la tabla 3.3. También se han hecho simulaciones con el modelo TAKEDA [5] sólo con fines comparativos.

### 4.3.5. Protocolos y casos de carga

Para el caso Pushover, se somete a la estructura a una deriva de 1.50 % en todos los casos (CW1/CW2/CW3) lo que equivale a un desplazamiento máximo de 5.55cm.

El protocolo de carga para el caso de carga cíclica es el que se muestra en la tabla 4.1 a todos los casos.

Los casos de carga lateral siguen los patrones de carga mostrados en la figura 4.8 y la definición de los mismos dentro del SAP2000 son similares al del elemento Shell.

## 4.4. Santhakumar et al

### 4.4.1. Descripción

Santhakumar et al [11] condujo una campaña experimental de dos especímenes de muros acoplados con una viga con refuerzo convencional y diagonal a los que llamó Wall A y Wall B respectivamente. El estudio se enfocó en la influencia de la orientación del refuerzo de la viga de acople en el comportamiento global de la estructura ante carga lateral. La figura 4.15 muestra las características y detalles de refuerzo.

Los muros de corte son iguales en los dos especímenes ensayados. Los especímenes representan un modelo a 1/4 de escala de una estructura de 07 niveles. La carga muerta sobre los muros es simulado a través de la aplicación de dos cargas de 111.2kN sobre cada muro. Se aplica un patrón de carga lateral de igual magnitud en los niveles 03, 05 y 07. El protocolo de carga lateral cíclica es el que se muestra en las figuras 4.16 y 4.17.

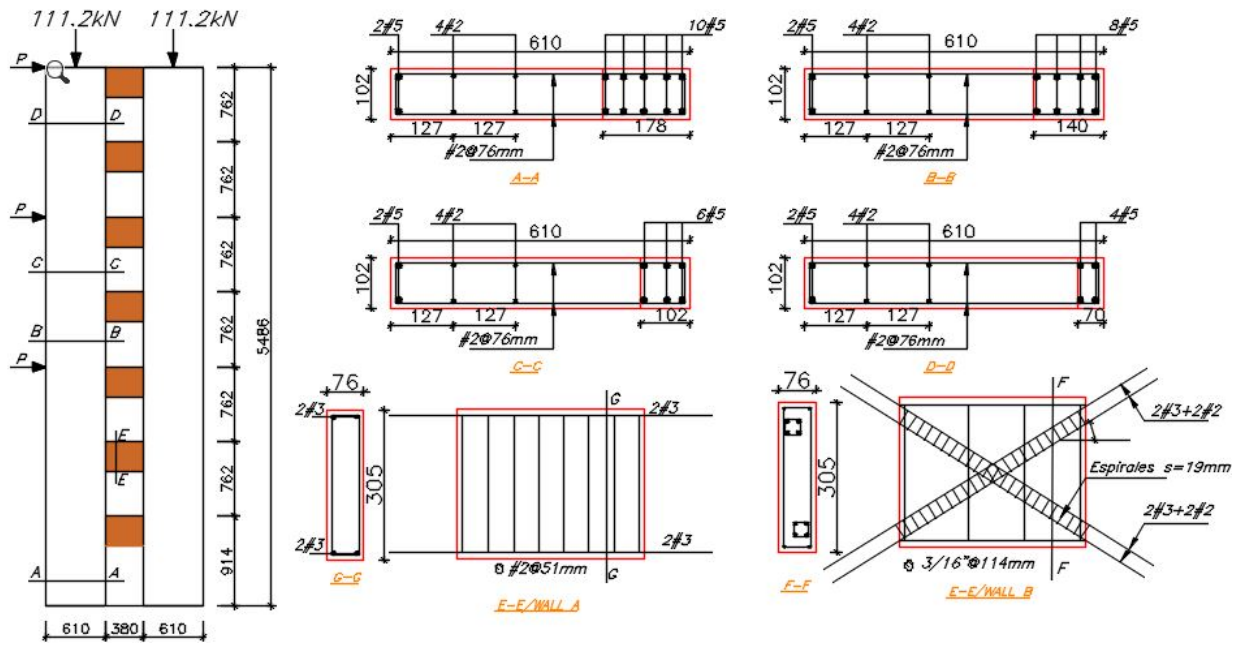


Figura 4.15: Geometría y detalles de refuerzo de especímenes Wall A y Wall B (modificado de [11])

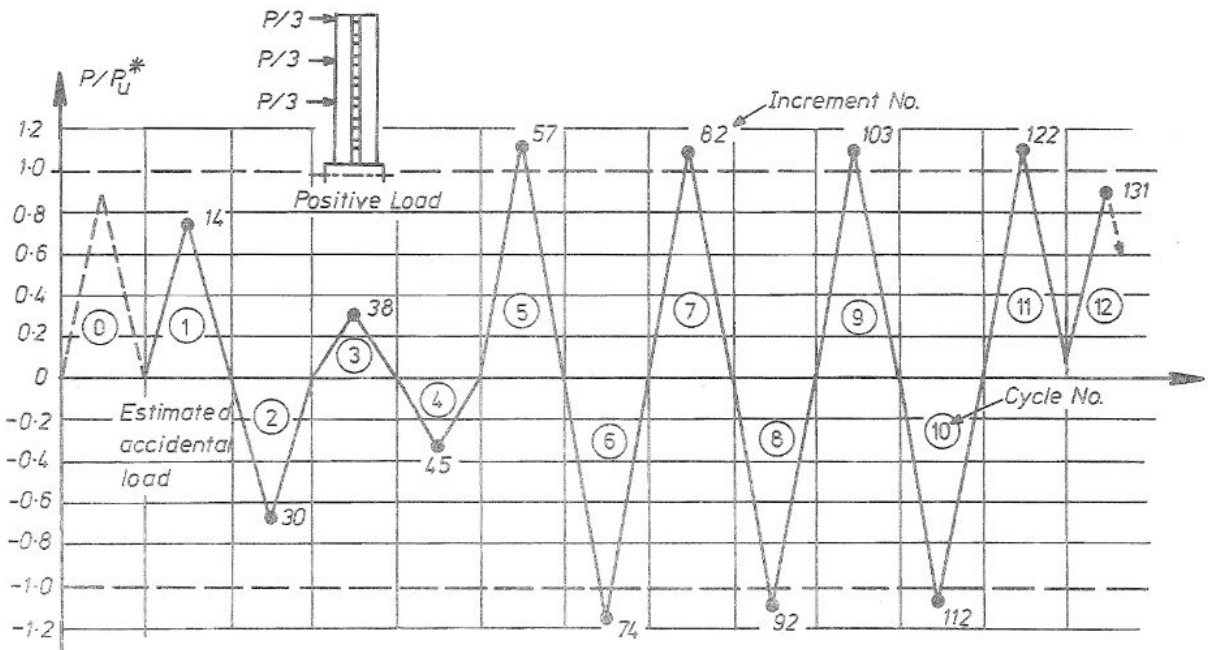


Figura 4.16: Protocolo de carga cíclica para espécimen Wall A [11]

Los valores de  $P^*_U$  corresponden a la fuerza cortante basal última teórica, y es igual a  $229.53kN$  para Wall A y  $253.54kN$  para Wall B.

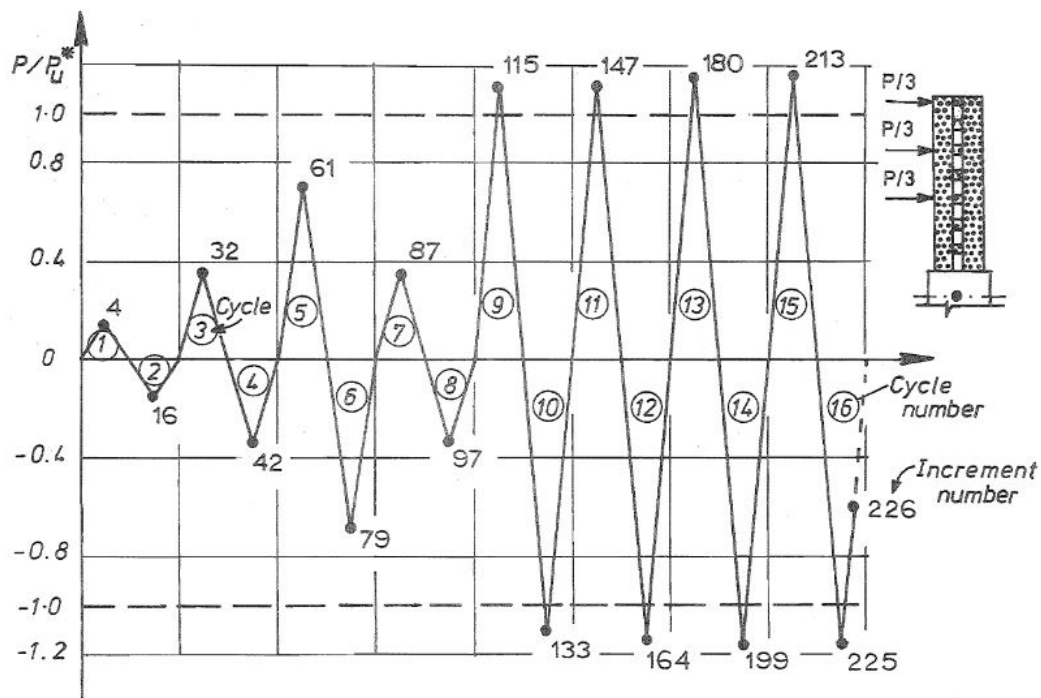


Figura 4.17: Protocolo de carga cíclica para espécimen Wall B [11]

#### 4.4.2. Propiedades de los materiales

Las propiedades del hormigón medidos durante la campaña experimental se muestran en la tabla 4.11

Tabla 4.11: Propiedades del hormigón para especímenes Wall A y Wall B [11]

Wall A		Wall B	
$f'_c$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	$f'_c$ [MPa]	$f_t$ [MPa]
31.6	5.23	30	5.36

El esfuerzo de fluencia y último del acero se muestra en la tabla 4.12

Para el modelado analítico, el modelo constitutivo del hormigón confinado y no confinado sigue el modelo de Mander de acuerdo a lo descrito en la sección 3.2. Las figuras 4.18 y 4.19 muestran los modelos de hormigón no confinado y confinado para los especímenes Wall y Wall B respectivamente.

El acero en general sigue el modelo elastoplástico de endurecimiento cinemático, como se ha descrito en la sección 3.2. La figura 4.20 muestra el modelo constitutivo para todos los diámetros de acero empleados en el modelado analítico.

Tabla 4.12: Fluencia y resistencia última del acero para los especímenes Wall A y Wall B [11]

Varillas	#2		#3		#5	
	fy	fu	fy	fu	fy	fu
<b>Muro de corte</b>						
Ref. Long.	352	498	-	-	305	472
Ref. Transv.	343	487	-	-	-	-
<b>Viga de acople</b>						
Ref. long.	-	-	315	431	-	-
Ref. Transv.	346	487	-	-	-	-
Ref. Diagonal	346	487	315	431	-	-

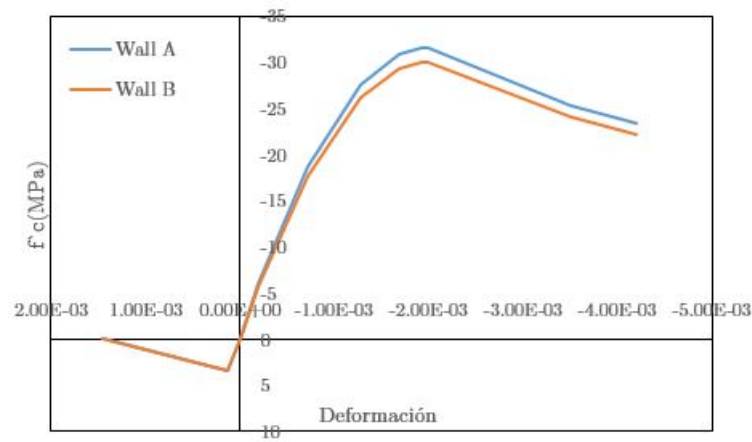


Figura 4.18: Modelo de hormigón de Mander [12] no confinado para Wall A y Wall B (fuente propia)

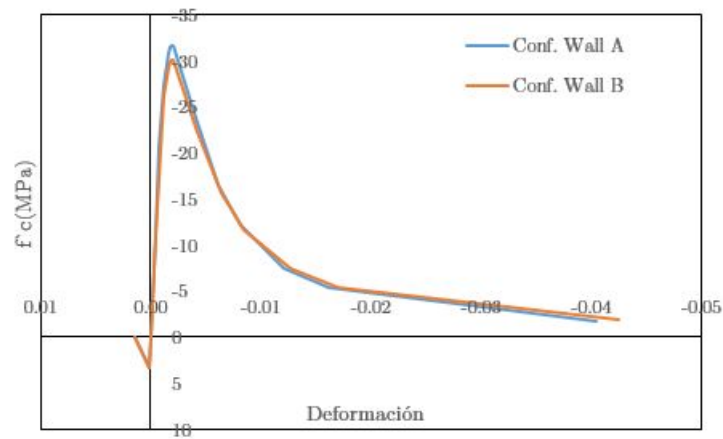


Figura 4.19: Modelo de hormigón de Mander [12] confinado para Wall A y Wall B (fuente propia)

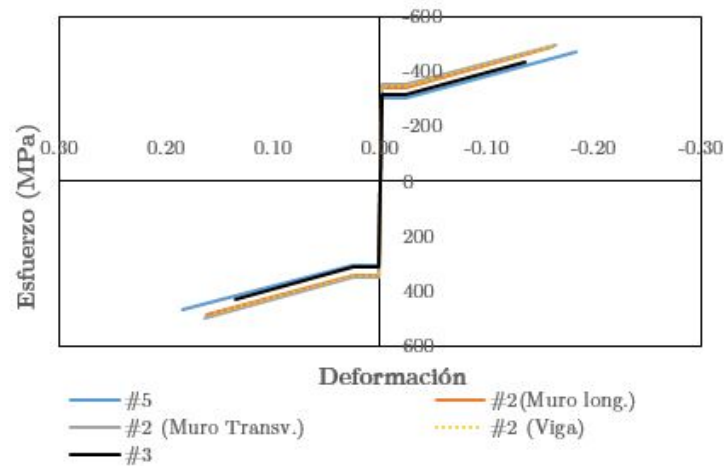


Figura 4.20: Modelo constitutivo del acero para Wall A y Wall B(fuente propia)

### 4.4.3. Modelado con Shell

#### 4.4.3.1. Definición de capas del Shell

La tabla 4.13 define las cuantías de refuerzo longitudinal por cada sección para muros de corte (tanto bordes como alma) y vigas de acople(para refuerzo longitudinal, transversal y diagonal). La tabla 4.14 muestra el cálculo del espesor equivalente de las capas de refuerzo, que ha sido calculado siguiendo la ecuación 3.2. El refuerzo se define en dos capas en dirección del espesor del elemento (Top y Bottom) dentro de SAP2000.

Tabla 4.13: Cuantías longitudinales, transversales y diagonales de las secciones de los elementos Shell

SECCIÓN	Dimensiones		Cuantía Long./Diag.			Cuantía Transversal			
	b(mm)	h(mm)	$\phi$	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$\rho_{Long.}$	$\phi$	s(mm)	$A_v$ (mm <sup>2</sup> )	$\rho_{transv.}$
<b>Muro de corte</b>									
<b>Borde Interior</b>									
Corte A-A/B-B/C-C/D-D	102	20	2#5	400	0.196	-	-	-	-
<b>Borde Exterior</b>									
Corte A-A	102	178	10#5	2000	0.1102	#2@76mm	76	64.5160	0.0083
Corte B-B	102	140	8#5	1600	0.1120	#2@102mm	102	64.5160	0.0062
Corte C-C	102	102	6#5	1200	0.1153	#2@102mm	102	64.5160	0.0062
Corte D-D	102	70	4#5	800	0.1120	#2@152mm	152	64.5160	0.0042
<b>Alma</b>									
Corte A-A	102	234	4#2	129.03	0.0054	#2@76mm	76	64.5160	0.0083
Corte B-B	102	234	4#2	129.03	0.0054	#2@102mm	102	64.5160	0.0062
Corte C-C	102	234	4#2	129.03	0.0054	#2@102mm	102	64.5160	0.0062
Corte D-D	102	234	4#2	129.03	0.0054	#2@152mm	152	64.5160	0.0042
<b>Viga de Acople con refuerzo convencional</b>									
Wall A	76	305	4#3	283.88	0.012	#2@51mm	51	64.516	0.0166
<b>Viga de Acople con refuerzo Diagonal</b>									
Wall B (Top)	76	305	2#3+2#2	206.456	0.009	3/16" @114mm	114	35.628	0.0041
Wall B (Bottom)	76	305	2#3+2#2	206.456	0.009	-	-	-	-

En la tabla 4.14  $t_s$  representa el espesor de la capa de refuerzo en mm para cada sección del elemento shell layered Nonlinear, que ha de ser cargado dentro de SAP2000. Es importante indicar también que las cuantías de refuerzo de la tabla 4.13 se calculan en función del tamaño del elemento shell al que se ha de asignar. En este sentido, en caso de la viga de acoplamiento con refuerzo diagonal, la cuantía de acero se puede asignar tomando como tamaño del elemento shell la sección transversal de la viga como en este caso.

Tabla 4.14: Definición de espesores de capas del refuerzo longitudinal, transversal y diagonal para elementos shell

SECCIÓN	$\rho_{Long.}$	$\rho_{transv.}$	Ref. Longitudinal/Diagonal			Ref. Transversal			
			ts Top (mm)	ts Bot. (mm)	ángulo (°)	ts top (mm)	ts Bot. (mm)	ángulo (°)	
Muro de corte									
Borde Interior									
Corte A-A/B-B/C-C/D-D	0.1961	-	10.00	10.00	90	-	-	0	
Borde Exterior									
Corte A-A	0.1102	0.0083	5.62	5.62	90	0.424	0.424	0	
Corte B-B	0.1120	0.0062	5.71	5.71	90	0.316	0.316	0	
Corte C-C	0.1153	0.0062	5.88	5.88	90	0.316	0.316	0	
Corte D-D	0.1120	0.0042	5.71	5.71	90	0.212	0.212	0	
Alma									
Corte A-A	0.0054	0.0083	0.28	0.28	90	0.424	0.424	0	
Corte B-B	0.0054	0.0062	0.28	0.28	90	0.316	0.316	0	
Corte C-C	0.0054	0.0062	0.28	0.28	90	0.316	0.316	0	
Corte D-D	0.0054	0.0042	0.28	0.28	90	0.212	0.212	0	
Viga de Acople con refuerzo convencional									
Wall A	0.012	0.0166	0.47	0.47	0	0.633	0.633	90	
Viga de Acople con refuerzo Diagonal									
Wall B (Top)	0.009	0.0041	0.68	-	32	0.156	0.156	90	
Wall B(Bottom)	0.009	-	0.68	-	148	-	-	90	

Otra forma de asignarse los espesores en refuerzo diagonal sería escogiendo un tamaño de elemento shell lo mas cuadrangular posible y que sea compatible con las dimensiones de la viga. Éstos elementos se distribuirían de forma diagonal cruzada a lo largo de la luz de la viga, y tendrían un espesor de la capa de refuerzo alto, debido a que se estaría concentrando todo el refuerzo diagonal en éstos elementos. En ambos casos la respuesta global de la estructura y del elemento son equivalentes.

Las componentes de no linealidad para los ejes locales de los materiales de cada capa se muestran en la tabla 4.15



Tabla 4.15: Componentes de no linealidad de las capas del elemento shell

SECCIÓN	S11	S22	S13
<b>Muro (Borde/Alma)</b>			
hormigón	NL	NL	NL
Ref. longitudinal	NL	-	NL
Ref. Transversal	NL	-	NL
<b>Viga de Acople (Wall A, Wall B)</b>			
hormigón	NL	NL	NL
Ref. longitudinal	NL	-	NL
Ref. Transversal	NL	-	NL
Ref. Diagonal	NL	-	NL

#### 4.4.3.2. Mallado

Se ha ensayado diferentes tamaños de malla para éstos especímenes ante carga monotónica a fin de realizar un análisis de convergencia. Los resultados se muestran en la sección 5.1.3 y el tamaño de malla se ha escogido dividiendo el canto de la viga en 03 partes, en este caso  $100mm$ . Las simulaciones ante carga cíclica sólo se ha ejecutado para el tamaño de malla seleccionado. La figura 4.21 muestra el mallado y estado de carga para éstos especímenes.

#### 4.4.3.3. Inercia Fisurada

El esfuerzo de tensión del hormigón se ha considerado con valor nulo ( $\sigma_T = 0$ ) para tomar en consideración el efecto de fisuración del hormigón.

#### 4.4.3.4. Modelos Histeréticos

Los modelos histeréticos para carga cíclica empleados en este caso son los mostrados en la sección 3.3.1.6. Además de ello, se han corrido pruebas con el modelo histerético de TAKEDA para el hormigón, modelo que está disponible en el manual de referencia de SAP2000 [5], sólo con fines comparativos.

#### 4.4.3.5. Casos de carga lateral

Se han simulado dos casos de carga lateral: Pushover y Cíclica. Para la carga cíclica el protocolo de carga empleado se muestra en las figuras 4.17 y 4.18. Los parámetros

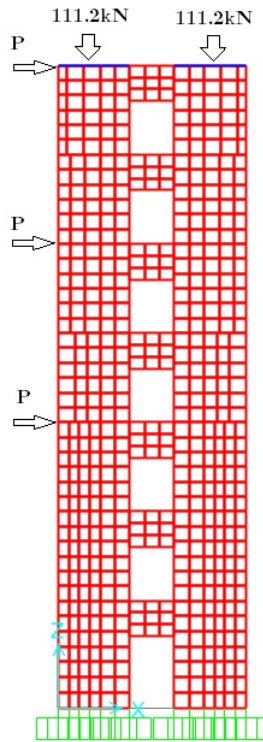


Figura 4.21: Mallado y Estado de carga de especímenes Wall A y Wall B (fuente propia)

para los casos de carga declarados en SAP2000 en este caso son similares a los mostrados en las figuras 4.6 y 4.7. La carga lateral cíclica se aplica muy lentamente para que el modelo no tenga en cuenta el efecto inercial y de amortiguamiento, y sólo este presente la componente de resistencia.

#### 4.4.4. Modelado con frame

##### 4.4.4.1. Geometría

La figura 4.22 muestra el modelado geométrico, los estados de carga, la ubicación de rótulas plásticas concentradas y los ejes locales de los elementos frame.

Las dimensiones y datos se pueden ver en la figura 4.15. En las vigas de acople se ha asignado un brazo rígido (End Offset) a una longitud de  $0.35m$  de ambos extremos, con un factor de rigidez igual 1 como se ve en la figura 4.22 (a). Además se indica la posición de las rótulas de flexión y cortante tanto en muros como en

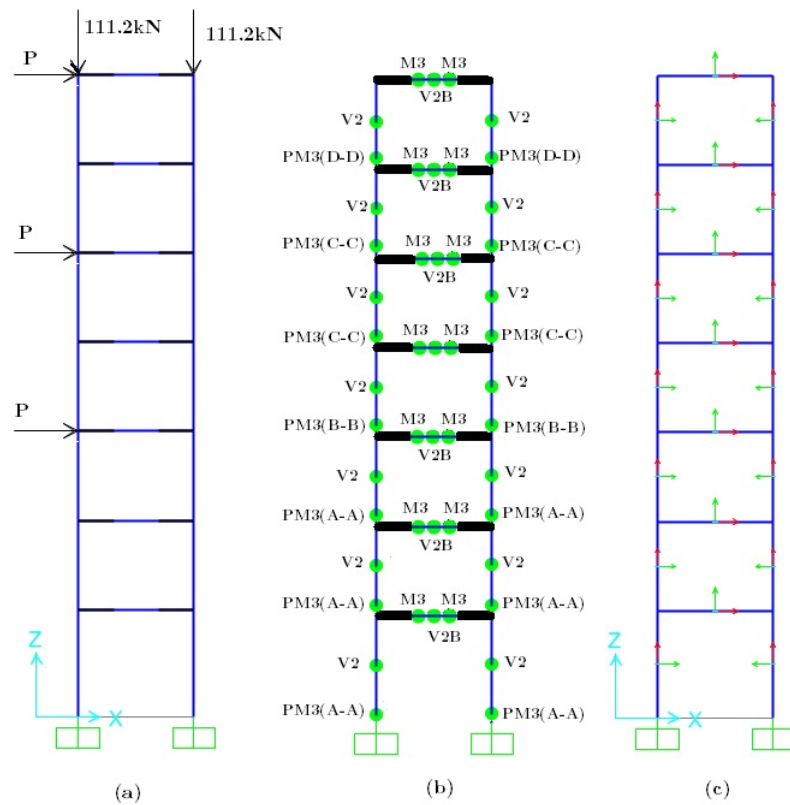


Figura 4.22: Modelado con elementos frame de espécimen Wall A/Wall B (a) Estado de carga muerta y patrón de carga lateral. (b) Ubicación de rótulas de flexión y corte en muros y vigas (c) Ejes locales de los elementos frame (fuente propia)

vigas de acople (figura 4.22(b)).

En este caso, dado la asimetría de la sección de los muros en cuanto a refuerzo, se debe de girar los ejes locales de los elementos frame, en función de cómo se define la orientación de las rótulas plásticas. En este caso, basta con girar respecto del eje Z los ejes locales de los elementos frame de la derecha 180° tal como se muestra en la figura 4.22 (c).

#### 4.4.4.2. Definición de rótulas plásticas

##### Rótulas plásticas en Muros

##### Rótulas de flexión (PM3)

La figura 4.23 muestra el diagrama de interacción del muro para los especímenes Wall A y Wall B. Éste diagrama se ha construido a partir del software de análisis seccional no lineal XTRACT [27], para todos los cortes del muro.

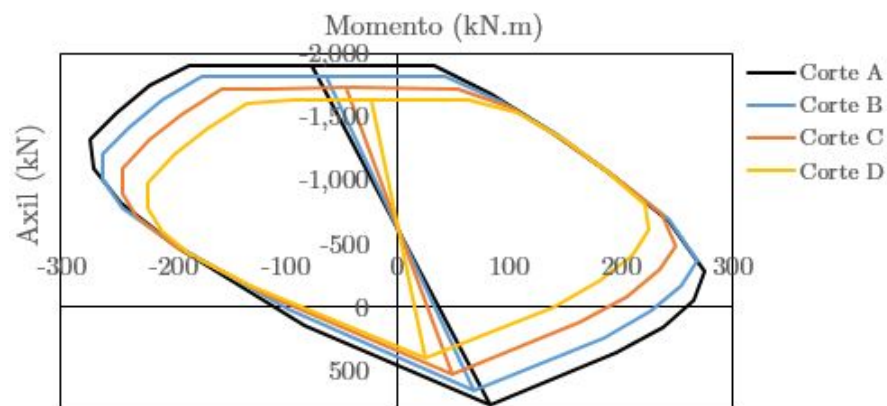


Figura 4.23: Diagrama de interacción para los diferentes cortes de los muros para especímenes Wall A y Wall B(fuente propia)

La figura 4.24 muestra los diagramas momento curvatura para el Corte A del muro de los especímenes Wall A y Wall B, para diferentes valores de axiles del diagrama de interacción. Las relaciones momento curvatura de todas las secciones pueden verse en el anexo B

La definición de las rotaciones de las diferentes secciones para los valores de axiles de la curva de interacción se pueden obtener directamente de la tabla 10-20 del ASCE 41-13 [9], valores que están en función de los axiles y cortantes de demanda, como se ha explicado en el capítulo anterior. Las tablas 4.16 y 4.17 muestran la definición de los valores de las rotaciones, así como los criterios de aceptación del ASCE 41-13 [9].

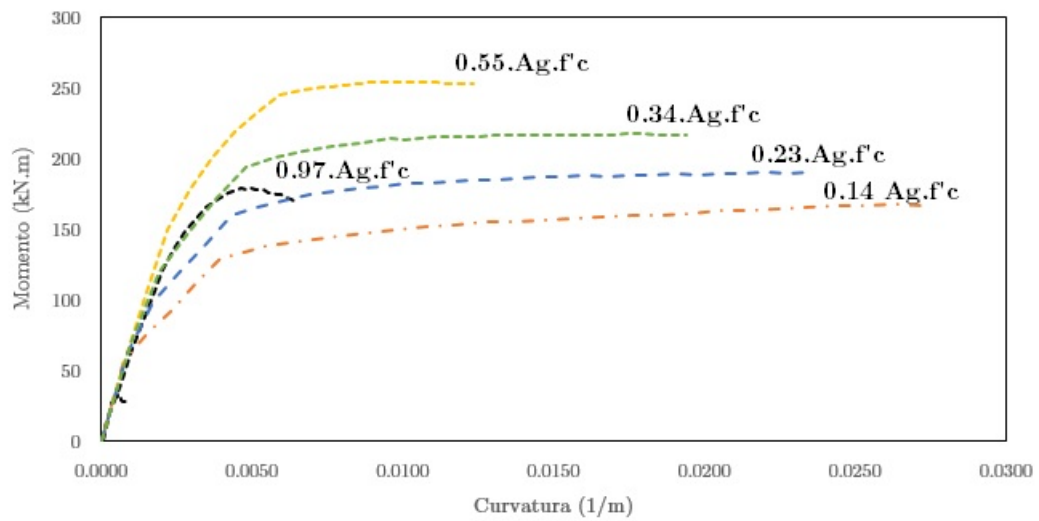


Figura 4.24: Relaciones momento curvatura para el corte A del muro de los especímenes Wall A y Wall B (fuente propia)

La definición de las relaciones momento rotación para los muros tanto del análisis seccional como los del ASCE 41-13 para los especímenes Wall A y Wall B se pueden ver en el anexo B. De las definiciones mostradas en el Anexo 01 respecto a los diagramas momento rotación, podríamos concluir en general, que las rotaciones permisibles por el ASCE 41-13 son mas conservadoras que las obtenidas del análisis seccional.

Tabla 4.16: Valores de rotaciones y criterios de aceptación del muro para rótulas de flexión en especímenes Wall A y Wall B Cortes A y B según ASCE 41-13

SECCIÓN	P [kN]	M [kN.m]	V [kN]	$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$V/(t_w l_w \sqrt{f'_c})$	a	b	c	IO	LS	CP
CORTE A	1,903.60	75.53	41.27	1.22	1.42	0.0020	0.0050	0.2500	0.0010	0.0030	0.0050
	672.90	243.07	132.82	0.59	4.57	0.0020	0.0047	0.2357	0.0010	0.0027	0.0047
	277.20	275.65	150.63	0.39	5.19	0.0020	0.0044	0.2203	0.0010	0.0024	0.0044
	44.00	265.98	145.34	0.27	5.00	0.0020	0.0045	0.2249	0.0010	0.0025	0.0045
	0.00	125.20	68.42	0.25	2.36	0.0020	0.0050	0.2500	0.0010	0.0030	0.0050
	1,311.61	273.45	149.42	0.92	5.14	0.0020	0.0044	0.2214	0.0010	0.0024	0.0044
	1,090.20	270.50	147.81	0.80	5.09	0.0020	0.0045	0.2228	0.0010	0.0025	0.0045
	458.40	194.97	106.54	0.48	3.67	0.0020	0.0050	0.2500	0.0010	0.0030	0.0050
CORTE B	1,814.60	63.10	34.48	1.11	1.19	0.0020	0.0050	0.2500	0.0010	0.0030	0.0050
	1,003.10	263.05	143.74	0.70	4.95	0.0020	0.0045	0.2263	0.0010	0.0025	0.0045
	502.66	202.33	110.56	0.44	3.81	0.0020	0.0050	0.2500	0.0010	0.0030	0.0050
	361.30	268.63	146.79	0.37	5.05	0.0020	0.0045	0.2236	0.0010	0.0025	0.0045
	0.00	116.50	63.66	0.19	2.19	0.0037	0.0093	0.3990	0.0014	0.0051	0.0093
	200.00	81.73	44.66	0.29	1.54	0.0020	0.0050	0.2500	0.0010	0.0030	0.0050

Tabla 4.17: Valores de rotaciones y criterios de aceptación del muro para rótulas de flexión en especímenes Wall A y Wall B Cortes C y D según ASCE 41-13

SECCIÓN	P [kN]	M [kN.m]	V [kN]	$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	$V/(t_w l_w \sqrt{f'_c})$	a	b	c	IO	LS	CP
CORTE C	1,725.60	45.18	24.69	1.00	0.85	0.0020	0.0050	0.2500	0.0010	0.0030	0.0050
	891.80	245.15	133.96	0.58	4.61	0.0020	0.0047	0.2347	0.0010	0.0027	0.0047
	482.66	199.14	108.82	0.37	3.75	0.0020	0.0050	0.2500	0.0010	0.0030	0.0050
	0.00	111.80	61.09	0.12	2.10	0.0054	0.0134	0.5438	0.0018	0.0072	0.0134
	122.20	164.20	89.73	0.19	3.09	0.0037	0.0092	0.3987	0.0014	0.0051	0.0092
CORTE D	1,636.60	22.60	12.35	0.89	0.43	0.0020	0.0050	0.2500	0.0010	0.0030	0.0050
	780.70	222.56	121.62	0.46	4.19	0.0020	0.0049	0.2453	0.0010	0.0029	0.0049
	599.50	225.15	123.03	0.37	4.24	0.0020	0.0049	0.2441	0.0010	0.0029	0.0049
	0.00	112.60	61.53	0.06	2.12	0.0060	0.0150	0.6000	0.0020	0.0080	0.0150

Finalmente éstas rótulas son definidas de forma adimensional dentro de SAP2000 como una rótula de hormigón controlada por deformación, y se asignan a los elementos frame que corresponden a los muros, al 2.5 % de la altura del muro en cada nivel, según se muestra en la figura 4.22.

### Rótulas de corte (V2)

Los valores de la resistencia nominal a corte de los muros se muestra en la tabla 4.18 y se han obtenido a partir de la ec. 3.16

Tabla 4.18: Valores de cortante nominal para los cortes A-A/B-B/C-C del muro de los especímenes Wall A y Wall B

CORTE A	CORTE B/CORTE C	CORTE D
S= 76 mm	S= 102 mm	S= 152 mm
Av= 64.516 mm <sup>2</sup>	Av= 64.516 mm <sup>2</sup>	Av= 64.516 mm <sup>2</sup>
ph= 0.83 %	ph= 0.62 %	ph= 0.42 %
fy= 305 Mpa	fy= 305 Mpa	fy= 305 Mpa
f'c= 31.6 Mpa	f'c= 31.6 Mpa	f'c= 31.6 Mpa
tw= 102 mm	tw= 102 mm	tw= 102 mm
lw= 610 mm	lw= 610 mm	lw= 610 mm
<b>Vn= 217.40 kN</b>	<b>Vn= 177.14 kN</b>	<b>Vn= 138.43 kN</b>

Las rótulas de corte se definen en los muros gobernados por fuerza, dado que las rótulas de corte del ASCE 41-13 gobernados por desplazamiento no ofrecen una buena representación del comportamiento no lineal de los muros, siendo apropiados para muros cuya falla sea a cortante (relaciones de aspecto menores a 2) y no por

flexión.

Éstas rótulas son asignadas a la mitad de la altura del muro dentro del modelo, y se definen como rótulas de hormigón controladas por fuerza.

### Rótulas plásticas en Vigas de acople

#### Rótulas de flexión(M3)

En el caso del espécimen Wall A, en que la viga de acople tiene refuerzo convencional, se ha definido las rótulas de flexión por medio del análisis seccional y la propuesta del ASCE 41-13. Las relaciones momento rotación adimensional de la viga por medio del análisis seccional se han obtenido del diagrama momento curvatura, con una longitud plástica de  $0.20m$ . Para la obtención de las relaciones momento rotación del ASCE 41-13, es necesario definir primero algunas variables como las relaciones de cortante actuante y resistente, y las condiciones de confinamiento de la viga, tal como se muestra en la tabla 4.19.

Tabla 4.19: Variables para la definición de rótulas de flexión de viga de acople con refuerzo convencional del espécimen Wall A según ASCE 41-13

Viga	$V_d$ [kN]	$V_s$ [kN]	$V/t_w l_w \sqrt{f'_c}$ kk	$d/3$ [mm]	$S$ [mm]	$S < d/3$	$3/4(V_d)$	$V_s > 3/4 V_d$	Conf.
Wall A	86.32	150.546	5.77	98	51	OK	64.74	OK	Conforme

En la tabla 4.19,  $V_d$  es la cortante actuante, calculada según la ecuación 3.10.  $V_s$  es la cortante resistente de la viga, calculada según las ecuaciones 3.18, 3.19 y 3.20.  $d$  es el peralte efectivo de la viga de acople,  $S$  es el espaciamiento del refuerzo transversal. De acuerdo con el ASCE 41-13 [9], la condición de confinamiento debe de cumplir que los estribos estén espaciados a menos de  $d/3$ , y que la cortante resistente sea mayor a  $3/4$  de la resistencia requerida en la viga de acople.

La curva Backbone para definir la relación momento rotación de la rótula a flexión para la viga de acople sigue el patrón mostrado en la figura 3.14 que se puede ver en la sección 3.4.3.1.

De acuerdo a los valores calculados en la tabla 4.19 se pueden definir los valores de las rotaciones y criterios de aceptación del ASCE 41-13 para el espécimen Wall A. En el caso de la viga de acople del espécimen Wall B, con refuerzo diagonal, se ha obtenido los valores de rotaciones directamente de la tabla 10-19 del ASCE 41-13 [9]. El patrón de la curva backbone es el que se muestra en la figura 3.14 que se puede ver en la sección 3.4.3.1.

Wall A		Wall B	
a=	0.025	a=	0.030
b=	0.050	b=	0.050
c=	0.200	c=	0.800
IO=	0.010	IO=	0.006
LS=	0.020	LS=	0.030
CP=	0.025	CP=	0.050

La rotación del punto de fluencia se obtiene del análisis seccional, siendo la rotación de fluencia  $\theta_y = 1.34E - 03$  para Wall A. El momento de fluencia y último son  $12.62kN.m$  y  $16.40kN.m$  para Wall A y  $M_y = 14.65kN.m$ ,  $M_u = 20.72kN.m$  para Wall B respectivamente y han sido obtenidos del XTRACT [27]. La figura 4.25 muestra las relaciones momento rotación adimensional definidos tanto del análisis seccional como del ASCE 41-13 para el espécimen Wall A y Wall B.

Los valores del momento de fluencia y último en el caso de Wall B son determinados para una cuantía de acero longitudinal igual a  $A_{s.long} = A_{s.Diagonal} \times \cos \alpha = 412.90mm^2$  donde  $\alpha$  es el ángulo de inclinación del acero diagonal, que puede ser calculado con la ecuación 3.13 que en este caso es de  $32^\circ$ .

Mayores detalles sobre la definición de éstas rótulas se pueden encontrar en el Anexo C.



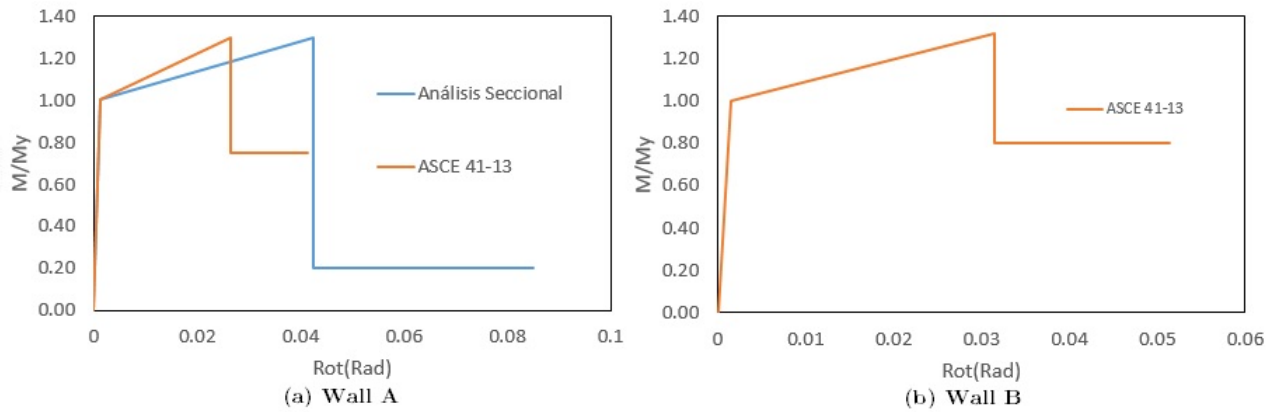


Figura 4.25: Relaciones momento rotación adimensional del análisis seccional y ASCE 41-13 para la viga de acople del espécimen Wall A y Wall B (fuente propia)

### Rótulas de corte(V2B)

Para la viga de acople del espécimen Wall A, con refuerzo convencional, se define la rótula de corte mostrada en la figura 4.26

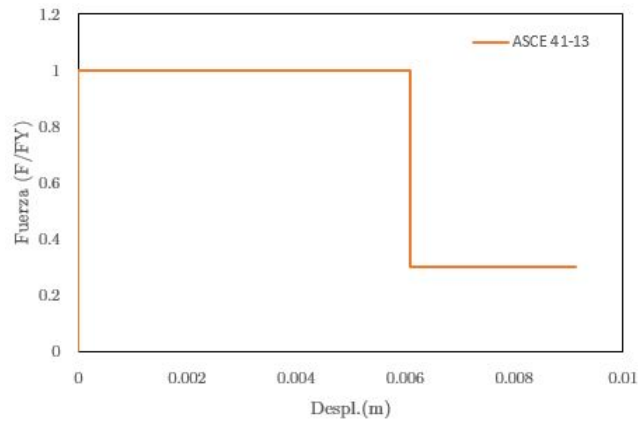


Figura 4.26: Relación Fuerza-Desplazamiento para definir rótula de corte en la viga de acople del espécimen Wall A según ASCE 41-13 (fuente propia)

Para la obtención de la relación fuerza-desplazamiento hace falta calcular los valores de desplazamiento multiplicando los valores de las rotaciones de la viga (chord rotation) por la luz de la viga, en este caso 0.38m, según la ecuación 3.17. Los valores de las rotaciones de la viga de acople son obtenidas de la tabla 10-20 del ASCE 41-13 [9], con los resultados de las relaciones de cortantes actuantes y resistentes mostrados en la tabla 4.19,  $V/(t_w \cdot l_w \cdot \sqrt{f'_c}) = 5.77$ . Los valores de las rotaciones de

la viga de acople (chord rotation) obtenidos de la tabla 10-20 del ACE 41-13 [9] en este caso se muestra en la tabla 4.20

Tabla 4.20: Valores de las rotaciones y criterios de aceptación para la definición de rótula de corte en Viga de acople de espécimen Wall A según ASCE 41-13

Punto	Chord_rot.
d=	0.016
e=	0.024
c=	0.3
IO=	0.005
LS=	0.016
CP=	0.024

En el caso de la viga con refuerzo diagonal, dado que se cumple con los requisitos del ACI 318 [13], de acuerdo con el ASCE 41-13 no es necesario considerar una rótula de corte. Sin embargo en el presente estudio incluiremos una rótula de cortante controlada por fuerza.

Los valores de las resistencias nominales a cortante de las vigas de acople de ambos especímenes se muestra en la tabla 4.21. Los valores de las resistencias a corte tanto del hormigón como del acero para los casos de vigas con refuerzo convencional como con refuerzo diagonal son las que se especifican en las ecuaciones 3.18, 3.19, 3.20 y 3.21.

Tabla 4.21: Cortante nominal de vigas de acople con refuerzo convencional y diagonal de especímenes Wall A y Wall B

WALL A	WALL B
Av= 64.52 mm <sup>2</sup>	Avd(#2)= 64.52 mm <sup>2</sup>
fy= 346.00 Mpa	Avd(#3)= 141.94 mm <sup>2</sup>
d= 295 mm	fy (#2)= 346 Mpa
s= 51 mm	fy (#3)= 315 MPa
fc= 31.6 MPa	$\alpha = 32^\circ$
b= 76 mm	
Vc= 21.425 kN	Vc= 21.425 kN
Vs= 129.12 kN	Vs= 71.04 kN
Vn= 150.55 kN	Vn= 92.47 kN

Las rótulas de corte en vigas definidas en esta sección se han de asignar a la mitad de la luz libre de la viga de acople.

#### **4.4.4.3. Rigidez efectiva e inercia fisurada**

Dentro del SAP2000 la formulación de la rótula concentrada (tanto a flexión como cortante) del elemento frame trabaja con las curvas backbone de las rótulas cuando se ha sobrepasado el punto de fluencia. En el rango elástico la relaciones fuerza desplazamiento se trabajan con las matrices elásticas propias del elemento frame. Por ello es necesario considerar la inercia fisurada del elemento frame, que para todos los casos (CW1, CW2 y CW3) se han asignado los valores sugeridos por Turgeon [14] dados en la tabla 2.4.

#### **4.4.4.4. Parámetros de curvas histeréticas de las rótulas**

Tal como se indicó en la sección 3.4.4.1, el modelo histerético para las rótulas tipo PM3 asignado a los muros, es el modelo Isotrópico por defecto, no pudiendo cambiar esta configuración dentro del SAP2000. Para las vigas de acople se han asignado el modelo histerético PIVOT con los parámetros mostrados en la tabla 3.3. También se han hecho simulaciones con el modelo TAKEDA [5] sólo con fines comparativos.

#### **4.4.5. Protocolos de carga**

Para el caso Pushover, se somete a la estructura a una deriva de 2.7% en todos los casos (Wall A y Wall B) lo que equivale a un desplazamiento máximo de 15cm.

El protocolo de carga para el caso de carga cíclica es el que se muestra en la figura 4.16 para Wall A y 4.17 para Wall B.

Los casos de carga lateral siguen los patrones de carga mostrados en la figura 4.22 y la definición de los mismos dentro del SAP2000 son similares al del elemento Shell.

# Capítulo 5

## Resultados y discusión

### 5.1. Análisis Estático Lineal (Pushover)

#### 5.1.1. Relaciones Fuerza-Deformación

La figura 5.1 muestra una comparación entre la relación fuerza cortante-deriva obtenida para los especímenes CW1/CW2/CW3 ante carga estática no lineal (Pushover) a través del modelado con Shell, frame y la obtenida experimentalmente.

Como se puede ver, el modelo con elemento shell reproduce de forma mas precisa la relación fuerza-deriva para todos los especímenes CW1/CW2/CW3, tanto en fuerza máxima como deriva, con errores relativos bastante bajos, del orden de 10 % en fuerzas y menores al 2 % en derivas.

El modelo frame con rótulas del ASCE 41-13 en los tres casos reproduce bastante bien la fuerza cortante máxima sobre la estructura, sin embargo los desplazamientos son conservadores respecto de lo medido experimentalmente. El modelo frame con rótulas del análisis seccional reproduce también con una alta precisión la fuerza cortante máxima, siendo los desplazamientos obtenidos mayores a los del ASCE 41-13 y en el caso del espécimen CW3, mayores incluso que el desplazamiento medido experimentalmente.

### 5.1. Análisis Estático Lineal (Pushover)

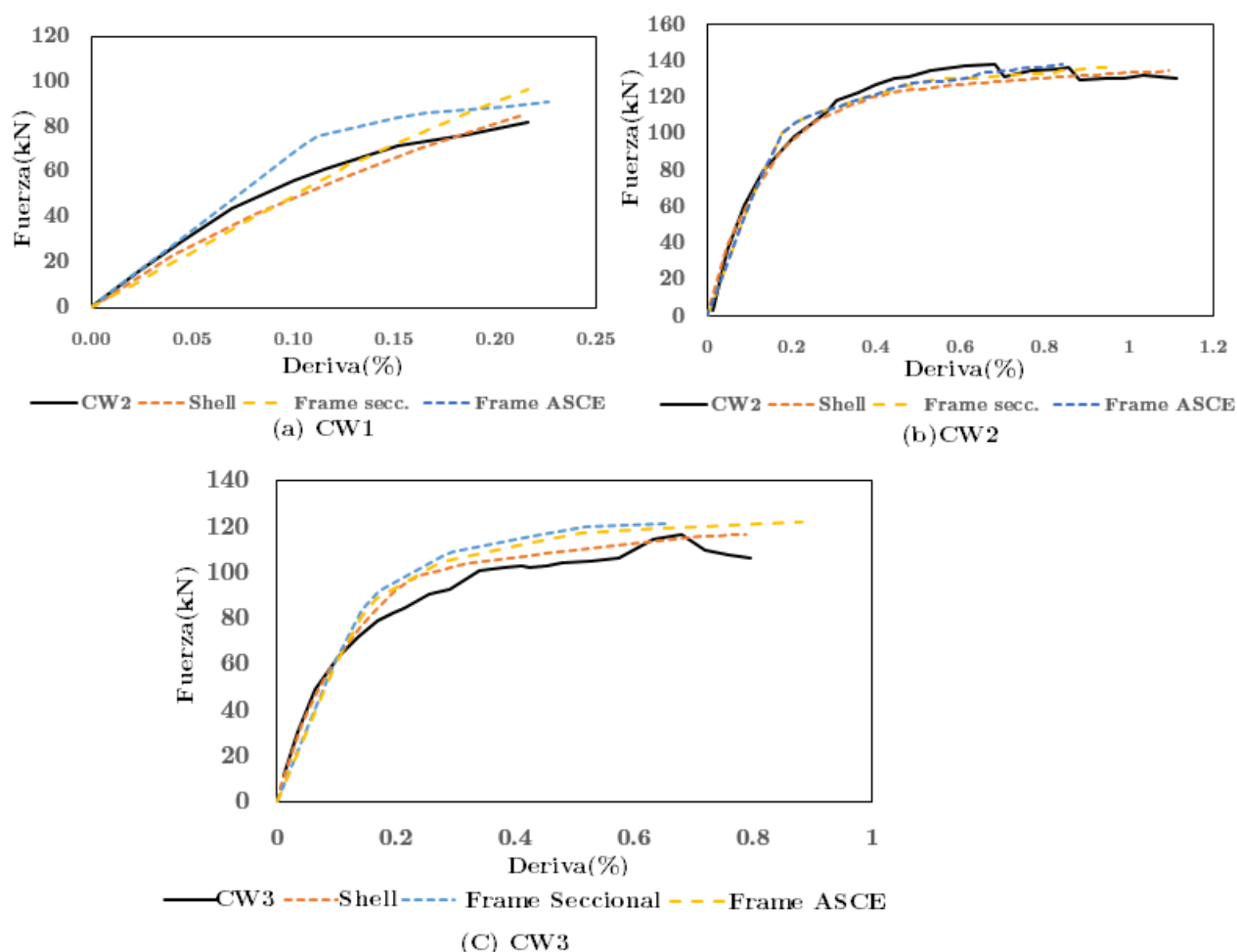


Figura 5.1: Comparación de la relación fuerza-deriva medida experimentalmente y predicha con elementos Shell y frame para especímenes CW1/CW2/CW3 (fuente propia)

La figura 5.2 muestra la comparación de la relación fuerza cortante-deriva medida experimentalmente con lo obtenido a partir del modelo Shell y frame, ante carga estática no lineal (Pushover) de los especímenes Wall A y Wall B.

En este caso, de igual forma se puede observar que el modelo shell sigue siendo el modelo que mejor reproduce la respuesta global de la estructura en cuanto a la relación cortante de la base y deriva del último nivel. El elemento frame con rótulas del ASCE 41-13, nuevamente arroja valores de derivas menores a los medidos experimentalmente y en este caso con errores mucho mayores a los especímenes CW1/CW2/CW3. El elemento frame con rótulas del análisis seccional, arroja derivas que son mayores a las del ASCE 41-13 y en el caso del espécimen Wall A ligeramente

mayor al obtenido experimentalmente.

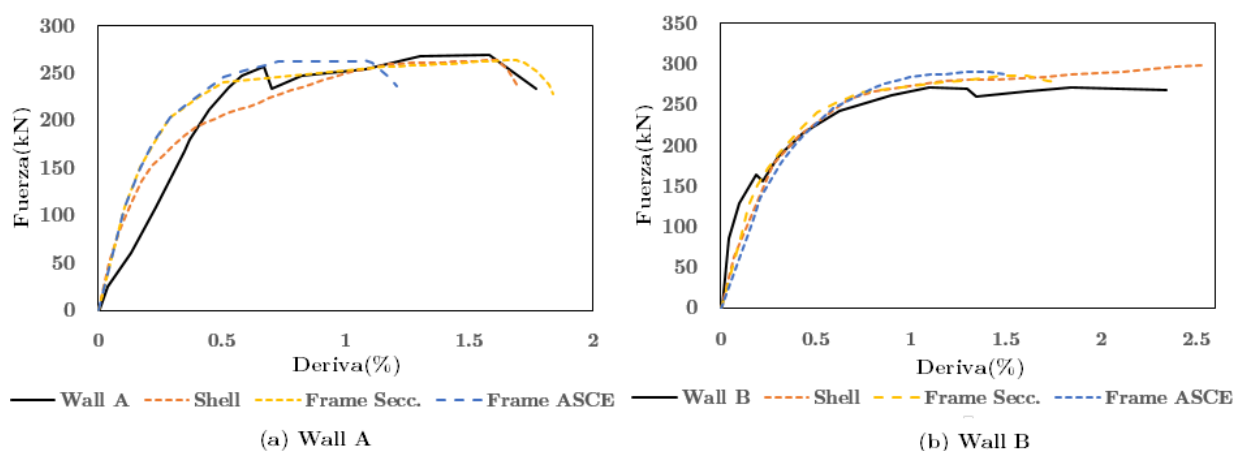


Figura 5.2: Comparación de la relación fuerza-deriva medida experimentalmente y predicha con elementos Shell y frame para especímenes Wall A y WallB (fuente propia)

Luego de analizar la predicción de los modelos tanto para fuerza cortante como para derivas de los 05 especímenes, podemos indicar que para carga lateral Pushover, el modelo con elementos shell es el mas preciso. El elemento frame con rótulas del ASCE 41-13 reproduce de forma apropiada la fuerza cortante, pero es conservador en cuanto a la deriva máxima que puede llegar a desarrollar la estructura. El modelo frame del análisis seccional reproduce también de forma apropiada la fuerza cortante, mientras que, en cuanto a la deriva es menos conservador que el ASCE 41-13, sin embargo se puede llegar a sobre estimar la deriva máxima de la estructura.

### 5.1.2. Evaluación de daño en los especímenes

Durante el ensayo experimental, los especímenes CW1, CW2 y CW3 a pesar de las diferentes rigideces de las vigas de acoplamiento que ocasionan diferentes grados de acoplamiento del sistema, han experimentado casi la misma secuencia de fisuración. Las fisuración inicial comienza en las vigas de acople, seguido de fisuración horizontal y diagonal en los muros. Finalmente todos los especímenes fallan debido a la falla de los muros ya sea por flexión o cortante. El espécimen CW1 presenta una falla típica por flexión en el muro, mientras que CW3 presenta una falla típica por cortante

en el muro. El patrón de falla del CW2 presenta ambos tipos de falla en el muro [10].

Las figuras 5.3 y 5.4 muestran la secuencia de falla en los especímenes CW1, CW2 y CW3 para modelos con elementos frame y Shell respectivamente.

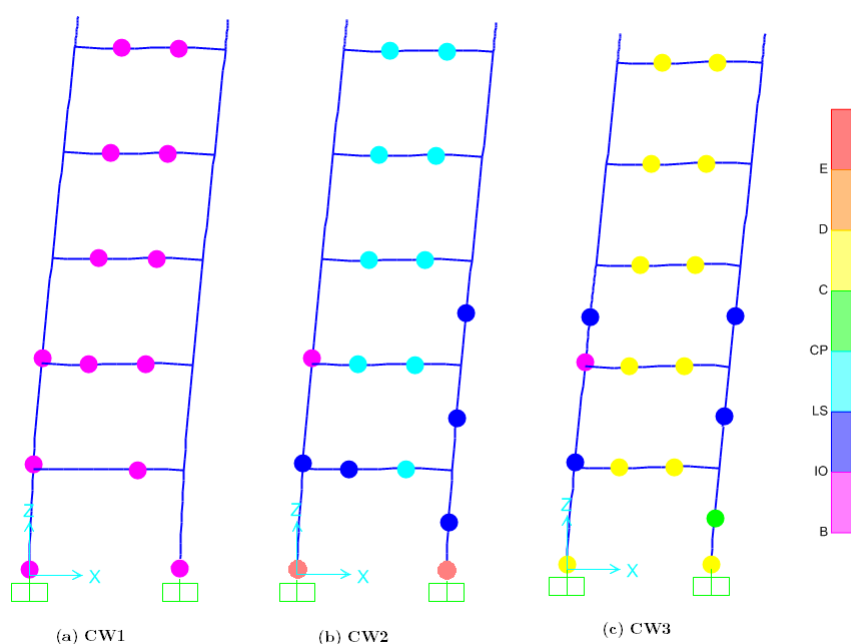


Figura 5.3: Daño en especímenes CW1, CW2 y CW3 con elementos frame del ASCE 41-13 (fuente propia)

Como se puede ver en la figura 5.3, las rótulas plásticas reproducen aproximadamente el modo de fallo observado experimentalmente. El espécimen CW1, presenta daño por flexión, que no llega a la falla, pues durante el procedimiento experimental han tenido problemas durante la aplicación de carga lateral gobernada por desplazamiento de acuerdo a lo indicado por Chen et al. [10], de tal forma que sólo se reportó la parte gobernada por fuerza, por ello en el modelo con frame se ha limitado el desplazamiento, para llegar a niveles de deriva que sean comparables con los reportados experimentalmente. El espécimen CW2, presenta degradación por cortante, y falla por flexión en la base de los muros, tal como se reporta experimentalmente. El espécimen CW3, presenta también daño por flexión, pero el daño por corte es mayor que en el caso de CW2, aunque en este caso la falla viene gobernada por flexión y

no por corte como ocurrió experimentalmente. Esto probablemente debido a que la rótula de cortante asignada es una rótula gobernada por fuerza a falta de una mejor representación de la curva backbone a cortante para rótula concentrada en el muro.

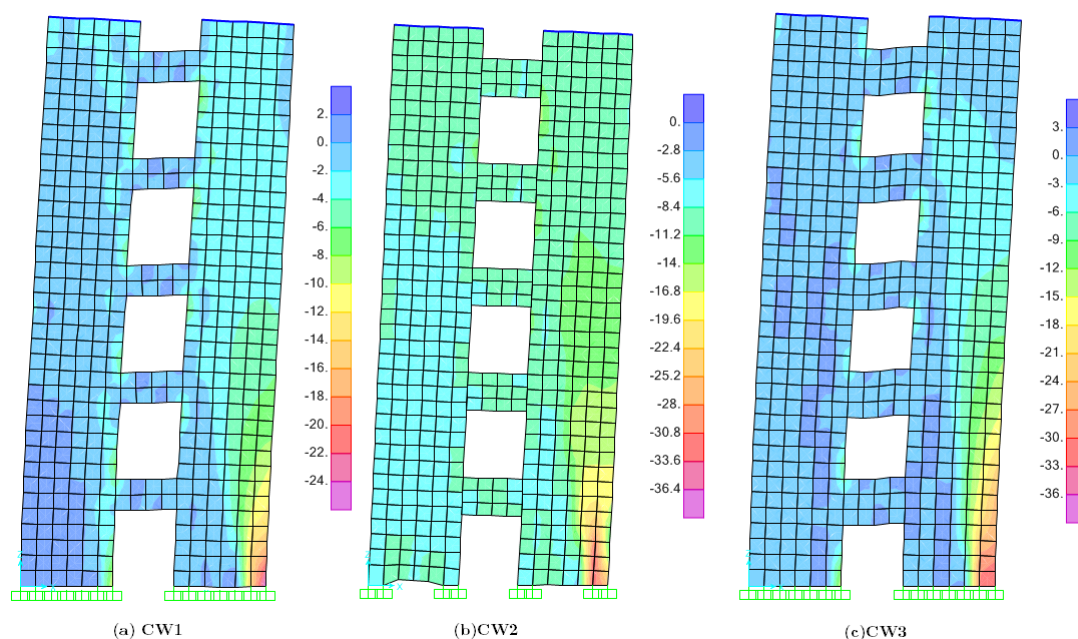


Figura 5.4: Componente de esfuerzo S22 en MPa de los especímenes CW1, CW2, CW3 con elementos Shell (fuente propia)

La figura 5.4 muestra la componente de esfuerzo S22 en los especímenes. En el caso del espécimen CW1 se puede apreciar concentración de esfuerzos en el borde confinado del muro en compresión, con esfuerzos en el hormigón menores a la resistencia máxima a compresión. El espécimen CW2, muestra concentración de esfuerzos en el muro en compresión con valores de esfuerzos que han llegado a la resistencia máxima del hormigón, por lo que se puede decir que se ha producido la falla por compresión del hormigón. El espécimen CW3, muestra un patrón similar al del espécimen 02.

Lamentablemente en SAP2000, no se puede obtener directamente las deformaciones de los elementos shell y no muestra los patrones de fisuración o daño en los elementos, y esta evaluación debe hacerse a partir del nivel de esfuerzos alcanzado



### 5.1. Análisis Estático Lineal (*Pushover*)

según cada dirección de esfuerzo.

Durante el ensayo experimental del espécimen Wall A, se produce la falla a una deriva máxima de 1.77 %, y la falla es provocada por una degradación de resistencia a corte de la viga de acoplamiento incrementando el momento en los muros, lo que ocasiona una excesiva deformación por compresión en el hormigón y refuerzo del muro y una pérdida de resistencia del sistema acoplado. En el espécimen Wall B, los muros acoplados y la viga de acople con refuerzo diagonal mantienen su capacidad de carga sin deterioro hasta una deriva de 2.34 %, en donde se aprecia fisuración en las vigas de acople y en ambos muros debido a la compresión del hormigón [11].

La figura 5.5 muestra el patrón de formación de rótulas plásticas del modelo con elementos frame ante carga Pushover para los especímenes Wall A y Wall B. Como se aprecia en la figura, en el espécimen Wall A se forman rótulas de cortante en las vigas de acoplamiento, seguido de rótulas por flexión en la base de los muros. En el caso del espécimen Wall B, las rótulas son básicamente de flexión tanto en vigas como en la base de los muros.

La figura 5.6 muestra la distribución de esfuerzos máximos con elementos shell en los especímenes Wall A y Wall B para una deriva de 1.77 %. Se puede ver como en el espécimen Wall A se concentran los mayores esfuerzos en las vigas de acople y en la base de muro en compresión, llegando a valores aproximadamente iguales al de la resistencia máxima del hormigón, sin embargo se ve también como para este nivel de deriva el espécimen Wall B no presenta aún daño significativo, redistribuyendo las tensiones en lo alto del muro.

Durante la evaluación de la simulación de los diferentes especímenes con elementos frame, se han empleado rótulas de corte en los muros gobernados por fuerza. Cuando se quisieron simular rótulas de corte en muros gobernados por desplazamiento con el patrón de curvas backbone del ASCE 41-13, las estructuras no desarrollaban toda

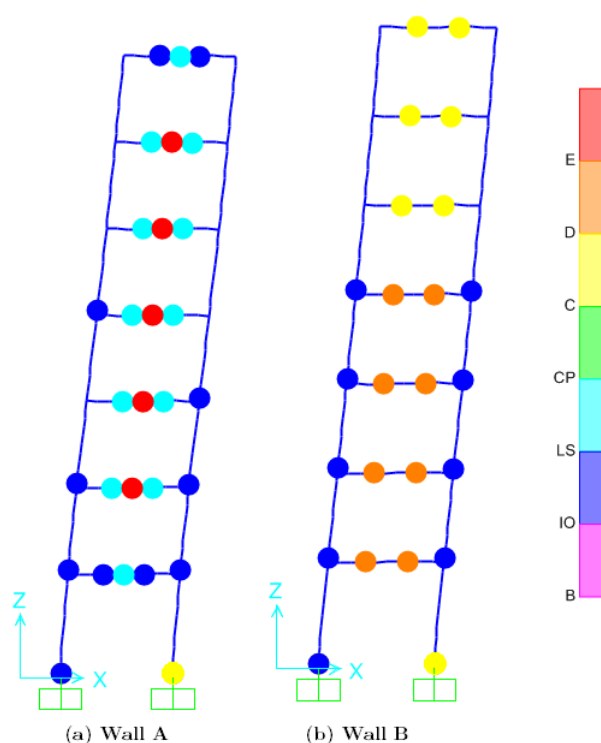


Figura 5.5: Secuencia de formación de rótulas plásticas para especímenes Wall A y Wall B ante carga Pushover (fuente propia)

su capacidad a flexión, fallando a cortante con sólo algunos incrementos de carga, por lo que se recomienda en éstos casos el uso de rótulas de corte gobernados por fuerza a falta de mejores modelos que simulen adecuadamente el comportamiento no lineal a cortante de muros con rótulas concentradas.

### 5.1.3. Efecto del tamaño de mallado en elementos Shell

Para los especímenes CW1 y CW2, Wall A y Wall B se han corrido simulaciones con diferente tamaño de malla ante carga Pushover con el fin de establecer el tamaño de malla que se ajuste a lo obtenido experimentalmente. Se han probado diferentes tamaño de mallado tal como se muestra en las figuras 5.7 y 5.8.

Como se muestra en las figuras 5.7 y 5.8, el mallado que mejores resultados ha dado es el de 100mm, que se ha obtenido dividiendo el canto de la viga entre 3. Si bien los especímenes sin mallado reproducen de forma aceptable los desplazamientos máximos, sobre estiman la resistencia de la estructura en todo los casos, por ello se

### 5.1. Análisis Estático Lineal (Pushover)

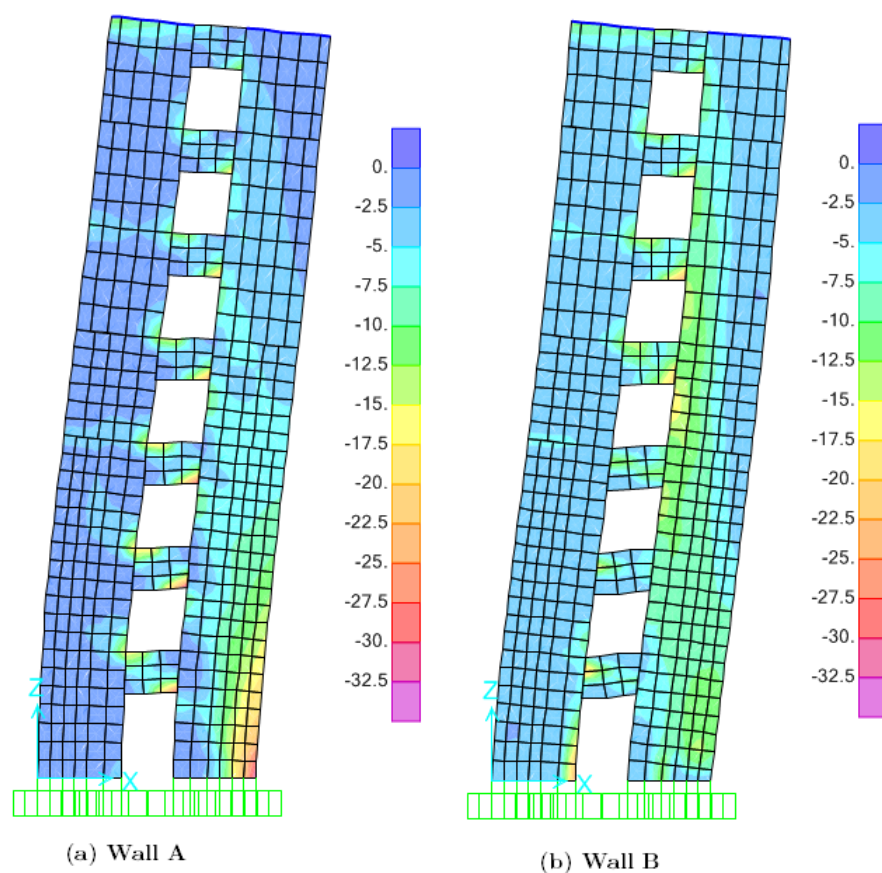


Figura 5.6: Esfuerzos máximos del elemento shell para una deriva de 1.77 % en los especímenes Wall A y Wall B (fuente propia)

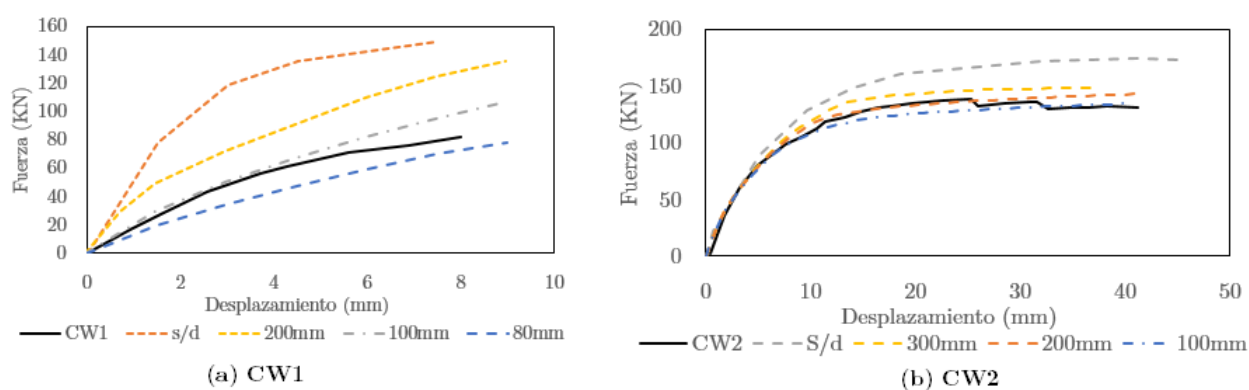


Figura 5.7: Curva de capacidad de los especímenes CW1 y CW2 para diferentes tamaños de malla del elemento Shell (fuente propia)

recomienda realizar la división de los elementos tomando como referencia el canto de la viga dividido entre 3.

## 5.1. Análisis Estático Lineal (Pushover)

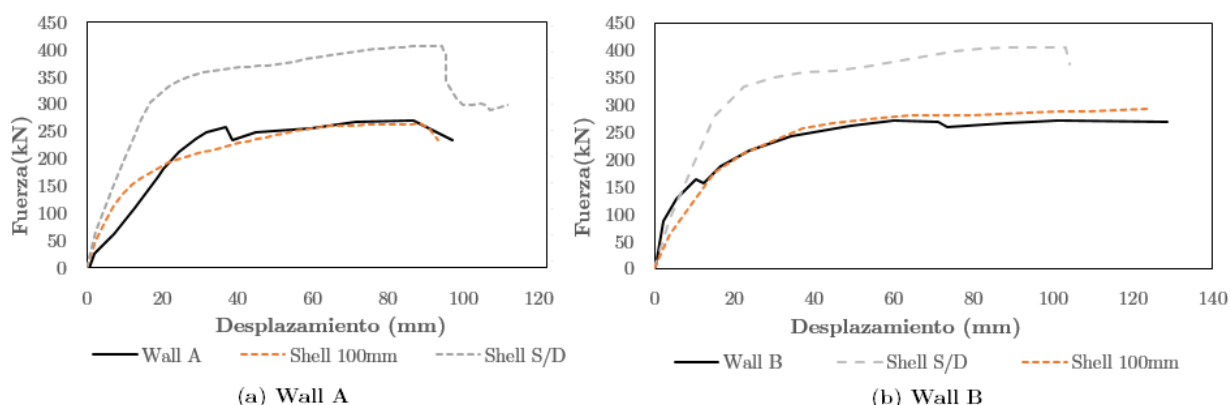


Figura 5.8: Curva de capacidad de los especímenes Wall A y Wall B para diferentes tamaños de malla del elemento Shell (fuente propia)

En una investigación para determinar el tamaño de mallado óptimo para vigas de acoplamiento con elementos finitos y elementos shell realizado por Arnau et al [31], determinaba que el tamaño óptimo de mejores resultados para elementos shell es el del canto de la viga dividido en 05 partes, y que cuando se dividía el canto de la viga en tres partes se reproducía de forma adecuada la resistencia de la estructura y se sobre estimaba ligeramente los desplazamientos. Sin embargo, si dividimos el canto de la viga en 05 partes en los elementos shell en SAP2000, se tienen diversos problemas de convergencia, no pudiendo el modelo predecir todos los pasos de carga; por otro lado, el costo computacional se incrementa notablemente, sobretodo si lo que se busca es modelar un edificio completo. Por esta razón se recomienda emplear el tamaño de malla indicado.

### 5.1.4. Errores en la predicción de Fuerzas y derivas máximas

La tabla 5.1 muestra los valores de las fuerzas cortantes máximas en la base y las derivas del último nivel para los 05 especímenes reproducidos en este estudio.

Como se puede ver en la tabla 5.1, la respuesta global de la estructura se modela con mucho mas precisión usando elementos shell layered en comparación con elementos frame, además de ello, el proceso de modelado es relativamente mas sencillo sin embargo tiene la desventaja de tener un alto costo computacional.

Tabla 5.1: Errores relativos de Fuerzas cortantes y derivas máximas para especímenes CW1,Cw2,CW3, Wall A y Wall B

Modelo	Variable	CW1	CW2	CW3	Wall A	Wall B
Ensayo	Deriva [%]	0.22	1.19	0.80	1.58	2.34
	Fuerza [kN]	82.24	138.66	117.19	270.00	272.00
Shell	Deriva [%]	-	1.09	0.79	1.61	2.53
	Error	-	8.0 %	1.3 %	2.0 %	7.9 %
	Fuerza [kN]	84.67	137.73	116.56	264.05	299.16
	Error	3.0 %	0.7 %	0.5 %	2.2 %	10.0 %
Frame Secc.	Deriva [%]	-	0.98	0.66	1.72	1.77
	Error	-	17.9 %	17.5 %	9.1 %	24.3 %
	Fuerza [kN]	96.38	135.36	121.29	261.07	277.24
	Error	17.2 %	2.4 %	3.5 %	3.3 %	1.9 %
Frame ASCE 41-13	Deriva [%]	-	0.84	0.88	1.11	1.45
	Error	-	29.1 %	10.0 %	30.0 %	38.1 %
	Fuerza [kN]	90.67	137.98	121.69	260.85	287.62
	Error	10.2 %	0.5 %	3.8 %	3.4 %	5.7 %

### 5.1.5. Tiempo de cálculo

La tabla siguiente muestra el tiempo de calculo por espécimen y elemento sometidos a carga lateral Pushover. El ordenador empleado para el modelo corresponde a un sistema operativo CoreI5 de 2.5GHz de procesador 8Gb de RAM. Se puede apreciar que el tiempo computacional usando elementos shell es mucho mas significativo que los elementos frame. Sin embargo vale decir que el proceso de modelado con elementos shell resulta mucho mas rápido y directo en comparación con los elementos frame.

Elemento	CW1	CW2	CW3	Wall A	Wall B
Shell	654 seg	1635 seg	981 seg.	2616 seg.	2746 seg.
Frame	28 seg	70 seg	42 seg	112 seg	118 seg

## 5.2. Respuesta ante carga cíclica

### 5.2.1. Relaciones Fuerza-Deformación

En los modelos analíticos se han evaluado la respuesta de los especímenes (Fuerza cortante en la base y deriva del último nivel) ante carga cíclica. Dos modelos histeréticos fueron empleados con este fin: Takeda y PIVOT. Los parámetros de

éstos modelos son descritos en el capítulo 3.

La figura 5.9 muestra una comparación de las curvas de histéresis fuerza-deriva para el espécimen CW1 con elementos Shell y frame y el obtenido experimentalmente. Como se ve, en ambos modelos se sobreestima ligeramente la fuerza máxima y los niveles de deriva, sin embargo, la rigidez y los niveles de disipación de energía están bastante bien representados, por ambos modelos. La curva de histéresis empleado en ambos casos fue el de PIVOT.

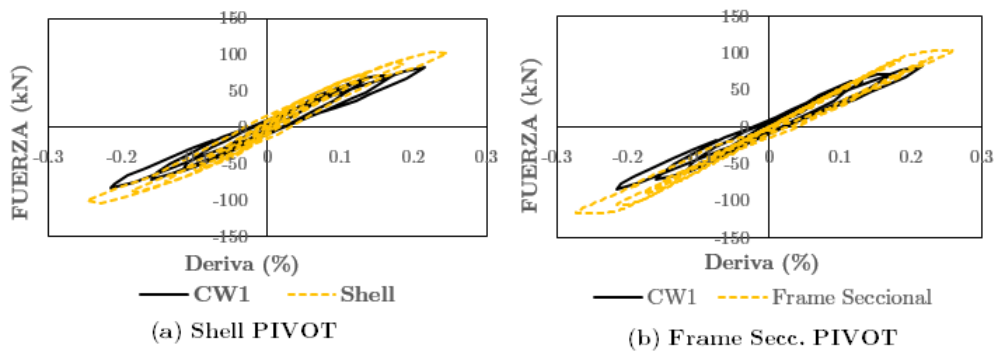


Figura 5.9: Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen CW1 con elementos Shell y frame (fuente propia)

La figura 5.10 muestra una comparación de las curvas de hitéresis para el espécimen CW2, modelado con elementos shell con 02 tipos de modelos de histéresis y el obtenido experimentalmente. Se puede ver que el el modelo de takeda puede predecir con una precisión aceptable la fuerza máxima, mientras subestima los niveles de deriva. Sin embargo los niveles de disipación de energía son bastante sobrestimados pues no se reproduce adecuadamente el efecto de pinching que existe en el comportamiento real. El modelo de histéresis PIVOT, tiene mucha mejor precisión en cuanto a la predicción de fuerza máxima, deriva y disipación de energía, convirtiéndolo en la mejor representación para este modelo. Recordamos que la falla de este espécimen es básicamente por flexo compresión en la base del muro.

## 5.2. Respuesta ante carga cíclica

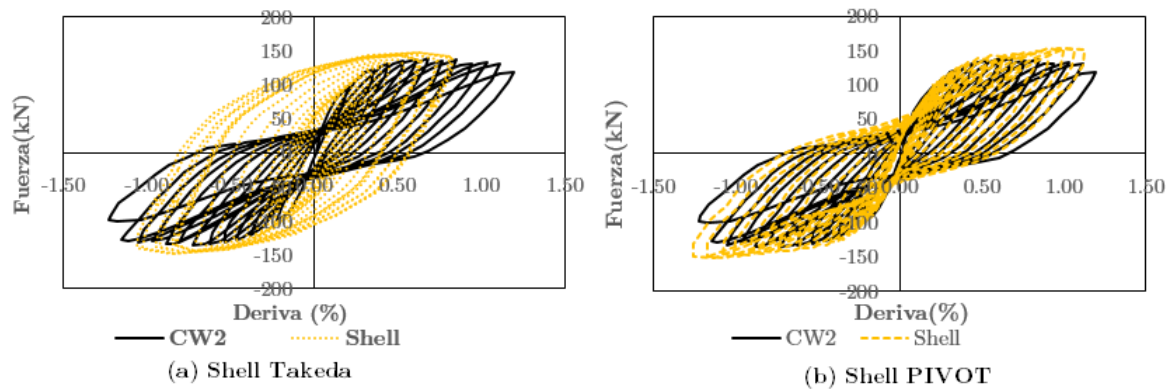


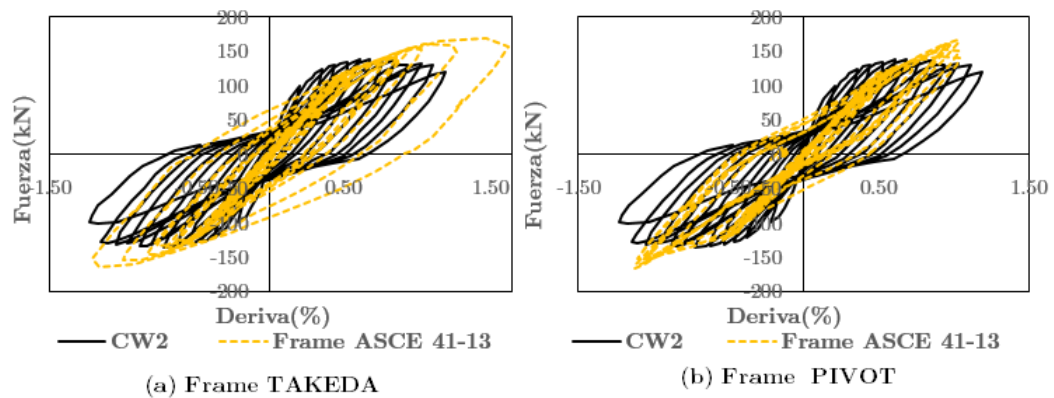
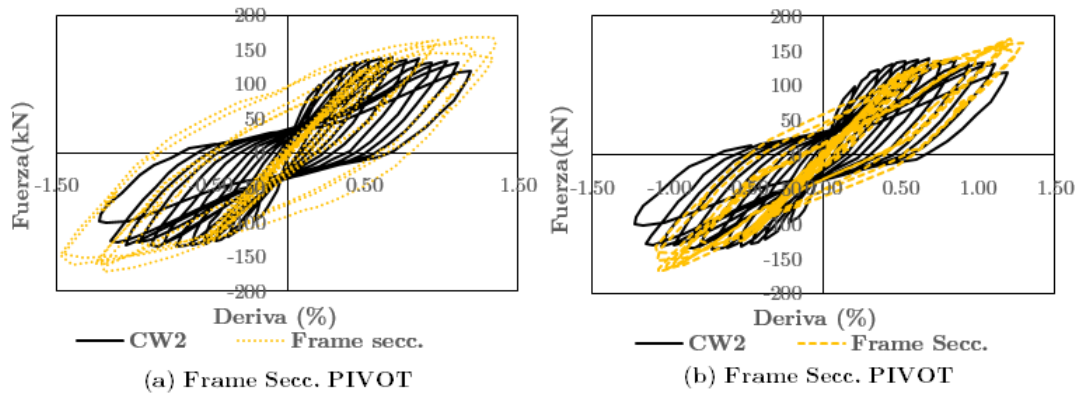
Figura 5.10: Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen CW2 con elementos Shell modelos Takeda y PIVOT (fuente propia)

Las figuras 5.11 y 5.12 muestran la misma comparación con elementos frame definidos con rótulas del análisis seccional y ASCE 41-13. Como se puede ver en ambos casos, los modelos con Takeda, sobreestiman valores de fuerza máxima, derivas y disipación de energía. Con el modelo de PIVOT se muestra una mejor respuesta del comportamiento global de la estructura, con una buena aproximación tanto de la fuerza máxima como de la deriva, así como los niveles de disipación de energía por daño. Empleando elementos frame con rótulas concentradas se nota que no se puede capturar adecuadamente los niveles de daño progresivo en la estructura en los sucesivos ciclos de carga, asociados probablemente al tipo de rótula de corte empleada en los muros que son gobernados por fuerza. En general el modelo PIVOT reproduce con precisión aceptable el comportamiento global al final de todos los ciclos de carga. Se nota también que en general, las rótulas definidas con el ASCE 41-13 obtienen un comportamiento mas conservador que las rótulas definidas a través del análisis seccional. Recordemos que en este caso la falla está gobernada por una combinación de cortante y flexión en la base del muro

La figura 5.13 muestra una comparación de la fuerza cortante-deriva del último nivel, predicha con el modelo shell y medida experimentalmente para el espécimen CW3. Se muestra que el modelo histerético de Takeda empleado en el hormigón, predice de forma aceptable la fuerza máxima y la deriva, sin embargo no hay una correcta representación de la degradación de rigidez en los ciclos de carga y descarga sucesivos lo que ocasiona que la disipación de energía predicha por este modelo se

## 5.2. Respuesta ante carga cíclica

sobre estime con respecto a lo obtenido experimentalmente.



En el caso del modelo PIVOT, el comportamiento global está mejor representado tanto en cortante máximo, deriva así como degradación de rigidez y disipación de energía en los diferentes ciclos de carga. Recordemos que en este caso la falla está gobernada por una combinación de cortante y flexión en la base del muro



## 5.2. Respuesta ante carga cíclica

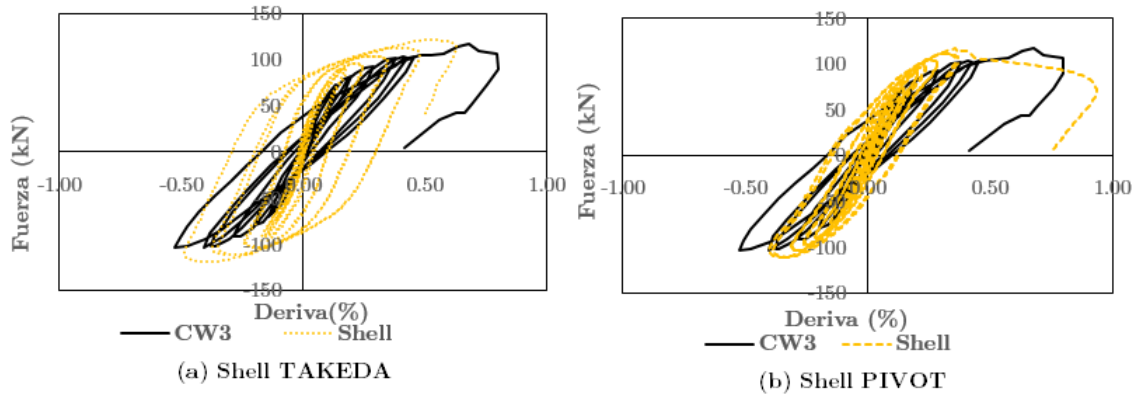


Figura 5.13: Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen CW3 con elementos shell para modelos Takeda y PIVOT (fuente propia)

La figura 5.14 muestra una comparación de la curva cortante-deriva del último nivel, entre elementos Shell y la obtenida experimentalmente para el espécimen Wall A. El modelo de Takeda para el hormigón en elementos shell subestima la fuerza máxima, la deriva y la disipación de energía, no representado adecuadamente el efecto de pinching de los lazos histeréticos. El modelo de PIVOT en contraposición, tiene una muy buena representación de la fuerza máxima y la deriva con errores porcentuales de 2% y 15% respectivamente. La degradación de rigidez y el efecto de pinching también están bastante bien representados con estos modelos.

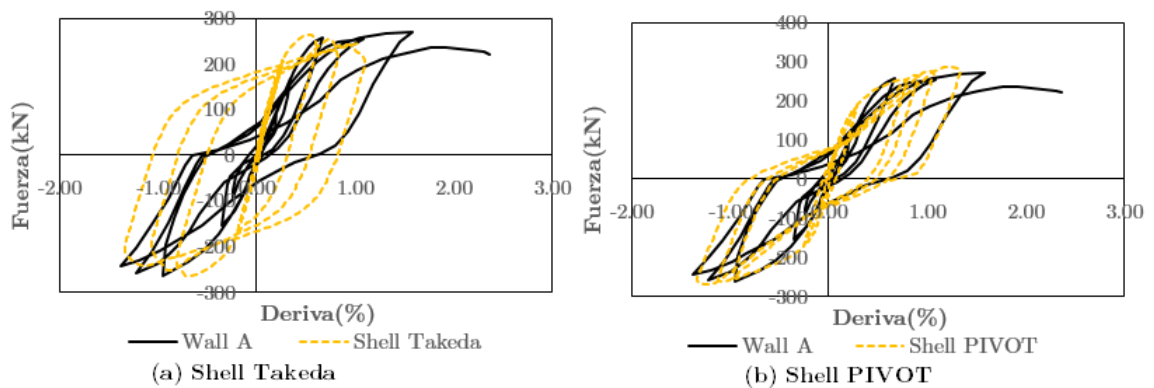


Figura 5.14: Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen Wall A con elementos Frame y rótulas del análisis seccional, para modelos Takeda y PIVOT (fuente propia)

Las figuras 5.15 y 5.16 muestran una comparación de la curva cortante-deriva del

## 5.2. Respuesta ante carga cíclica

último nivel, entre elementos frame (con rótulas del análisis seccional y del ASCE 41-13) y la obtenida experimentalmente para el espécimen Wall A. Nuevamente se nota que el modelo de Takeda en ambos casos sobre estima la disipación de energía y no representan de forma adecuada el efecto del pinching en los lazos histeréticos. Sin embargo tanto la fuerza máxima como la deriva máxima están bastante bien representadas obteniendo derivas de 1.6 % aproximadamente. Con el modelo PIVOT, hay una correcta representación del efecto de pinching en los lazos histeréticos y una fuerza máxima con bastante precisión. Sin embargo las derivas máximas son menos precisas que las obtenidas con el modelo Takeda en este caso, siendo mas conservadora la deriva obtenida con el elemento frame y rótulas del ASCE 41-13.

Es necesario recordar que la falla en el espécimen Wall A está gobernada por corte en la vigas de acoplamiento y luego flexocompresión en los muros. Se puede ver que tanto con elementos shell como con frame y el modelo PIVOT (en caso de Shell en el material hormigón y en el caso de frame en la viga de acople) tienen una mejor representación de la respuesta global de la estructura.

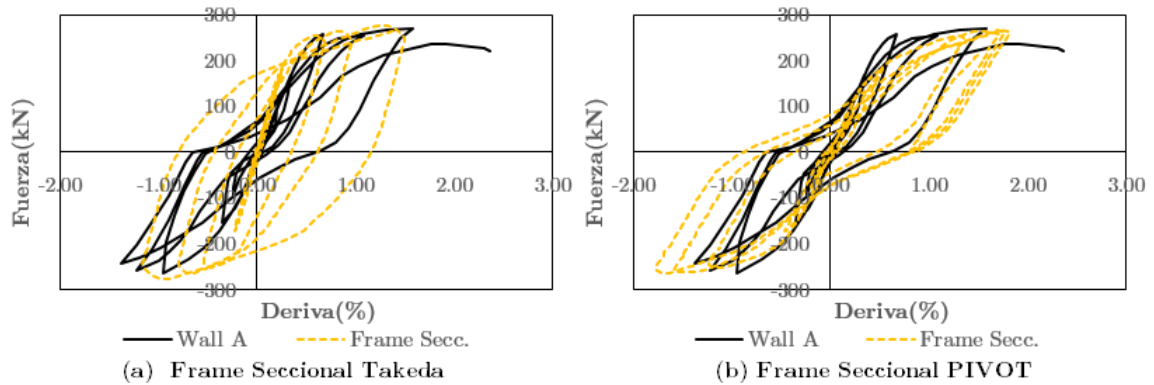


Figura 5.15: Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen Wall A con elementos Frame y rótulas del análisis seccional, para modelos Takeda y PIVOT (fuente propia)

La figura 5.17 muestra una comparación de la curva cortante-deriva del último nivel, entre elementos Shell y la obtenida experimentalmente para el espécimen Wall B. Se puede ver que nuevamente el modelo de Takeda representa con bastante precisión la fuerza máxima, sin embargo subestima la deriva máxima. La disipación de energía

## 5.2. Respuesta ante carga cíclica

en este caso está mejor representada, dado que la falla del espécimen está gobernada por flexión básicamente. El modelo de PIVOT representa con mucha mayor precisión la fuerza máxima, la deriva y la disipación de energía, pese a que la falla del elemento está gobernada por flexión y no por corte.

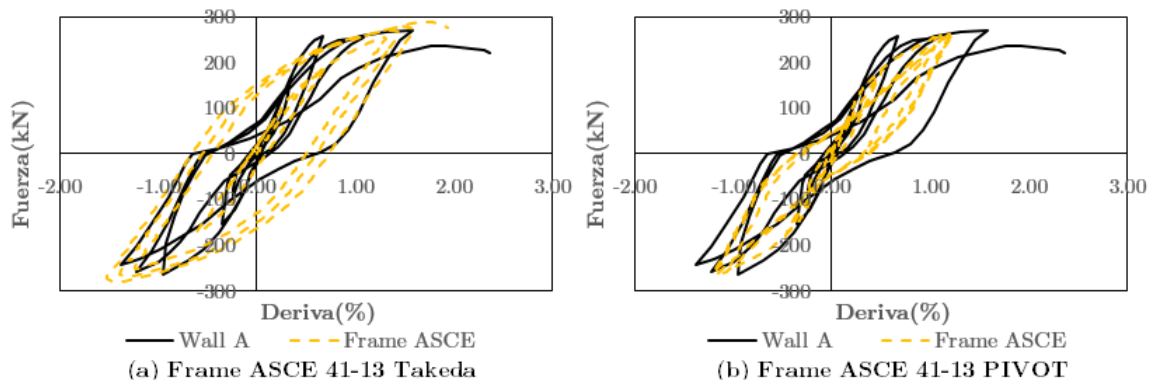


Figura 5.16: Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen Wall A con elementos Frame y rótulas del ASCE 41-13, para modelos Takeda y PIVOT (fuente propia)

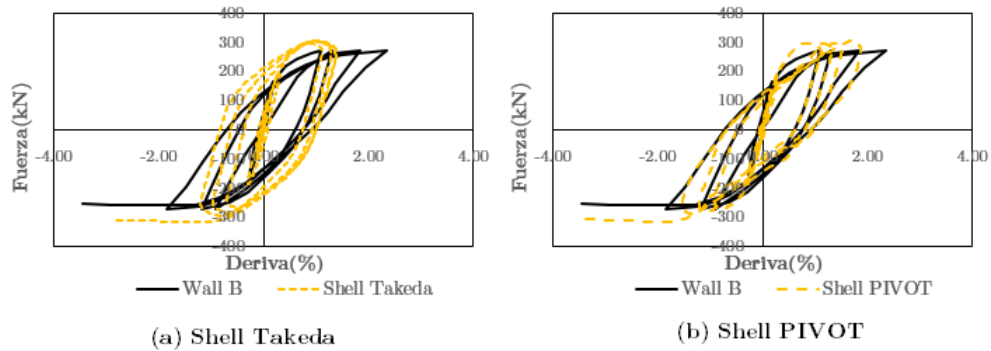


Figura 5.17: Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen Wall B con elementos Frame y rótulas del ASCE 41-13, para modelos Takeda y PIVOT (fuente propia)

Las figuras 5.18 y 5.19 muestran una comparación de la curva cortante-deriva del último nivel, entre elementos frame (con rótulas del análisis seccional y del ASCE 41-13) y la obtenida experimentalmente para el espécimen Wall B. En caso de los elementos frame con rótulas del análisis seccional, el modelo Takeda sobre estima la

## 5.2. Respuesta ante carga cíclica

deriva máxima mientras que la fuerza máxima queda bastante bien representada. El efecto de disipación de energía queda mejor representada que en el caso del espécimen Wall A debido al tipo de falla de la vigas de acople, ya que la falla está gobernada básicamente por flexión. El modelo PIVOT tiene una mejor representación de toda la respuesta global de la estructura, con una precisión bastante similar al del modelo Shell. En caso de los elementos frame definidos con rótulas del ASCE 41-13, se nota que tanto para el modelo Takeda como para el modelo PIVOT, se subestima toda la respuesta global de la estructura (fuerza máxima, deriva y disipación de energía), consiguiendo mejores resultados con el modelo PIVOT.

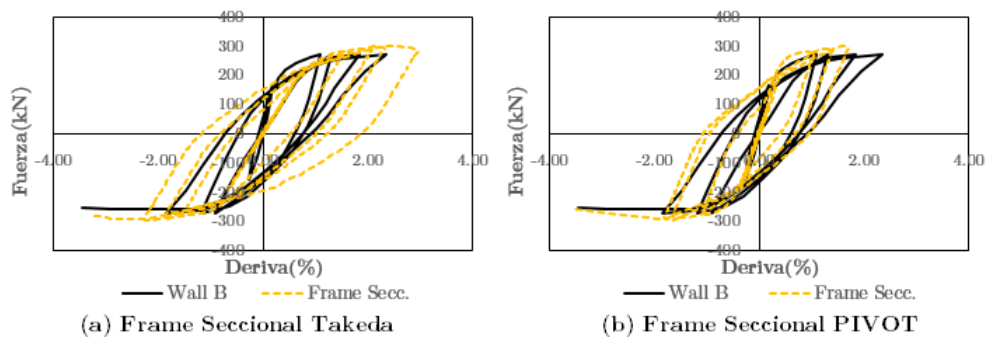


Figura 5.18: Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen Wall A con elementos Frame y rótulas del análisis seccional, para modelos Takeda y PIVOT (fuente propia)

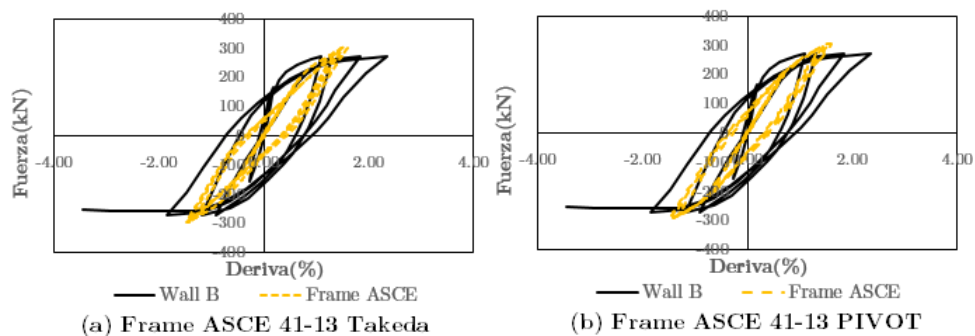


Figura 5.19: Comparación de curvas fuerza-deriva para espécimen Wall A con elementos Frame y rótulas del ASCE 41-13, para modelos Takeda y PIVOT (fuente propia)

### 5.2.2. Energía de deformación y amortiguamiento

Se ha calculado la energía de deformación disipada por daño histerético (área bajo la envolvente de lazos histeréticos) y amortiguamiento histerético equivalente para los especímenes CW2, Wall A y Wall B, debido a que éstos tres especímenes han sido sometidos a ciclos completos de carga lateral gobernadas por fuerza y deformación en caso de CW2. Para el cálculo se emplean las ecuaciones 3.22 y 3.23.

La figura 5.20 y la tabla 5.2 muestran una comparación de la energía disipada por daño histerético y el amortiguamiento histerético equivalente entre los modelos con elementos frame, shell y el medido experimentalmente para el espécimen CW2.

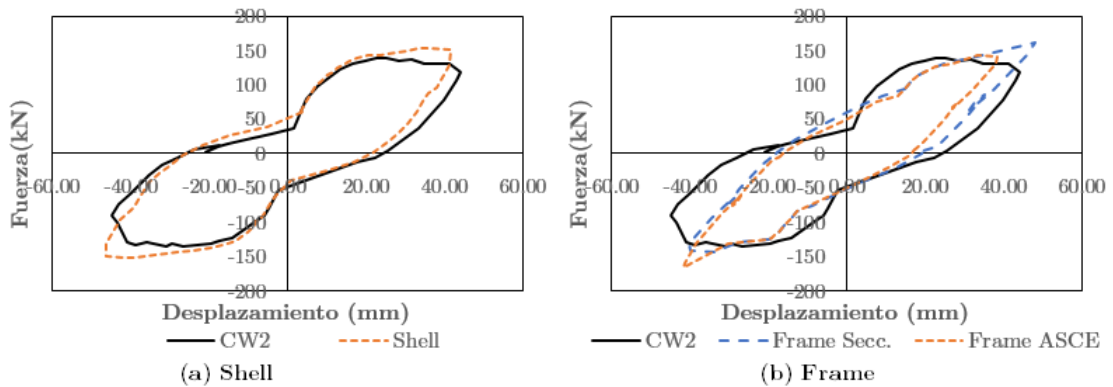


Figura 5.20: Comparación de envolvente de lazos histeréticos fuerza cortante-desplazamiento en elementos Shell, frame y el obtenido experimentalmente para el espécimen CW2 (fuente propia)

Tabla 5.2: Energía histerética y amortiguamiento histerético equivalente obtenidos experimentalmente, y a través de modelos con elementos shell y frame para espécimen CW2

Modelo	$F_{max}$ [kN]	$\Delta_{max}$ [mm]	$E_{hist.}$ [J]	Error [%]	$E_{elast.}$ [J]	$\xi_{hist.}$	Error [%]
<b>CW2</b>	138.66	44.10	9,817.68		3,057.56	0.26	-
<b>Shell</b>	151.56	41.73	10,484.54	6.8 %	3,162.30	0.26	3.3 %
<b>Frame Secc.</b>	161.98	47.95	8,403.67	14.4 %	3,883.57	0.17	32.6 %
<b>Frame ASCE 41-13</b>	167.02	38.38	6,888.86	29.8 %	3,205.11	0.17	33.1 %

Como se puede observar, el modelo Shell es el que mejores resultados obtiene en la representación de daño histerético, con un error de tan solo 3.3 % en la obtención

## 5.2. Respuesta ante carga cíclica

del amortiguamiento histerético equivalente y 6.8 % en la energía disipada. Vemos también que existe en este caso una mejor representación de los elementos frame definidos con rótulas del análisis seccional, con un error de 32.6 % en la obtención del amortiguamiento equivalente y 14.4 % en la energía disipada, contra un error de 33.1 % obtenido por el modelo con elementos frame definidos con rótulas del ASCE 41-13 para el amortiguamiento y 29.8 % para la energía disipada.

La figura 5.21 y la tabla 5.3 muestran una comparación de la energía disipada por daño histerético y el amortiguamiento histerético equivalente entre los modelos con elementos frame, shell y el medido experimentalmente para el espécimen Wall A.

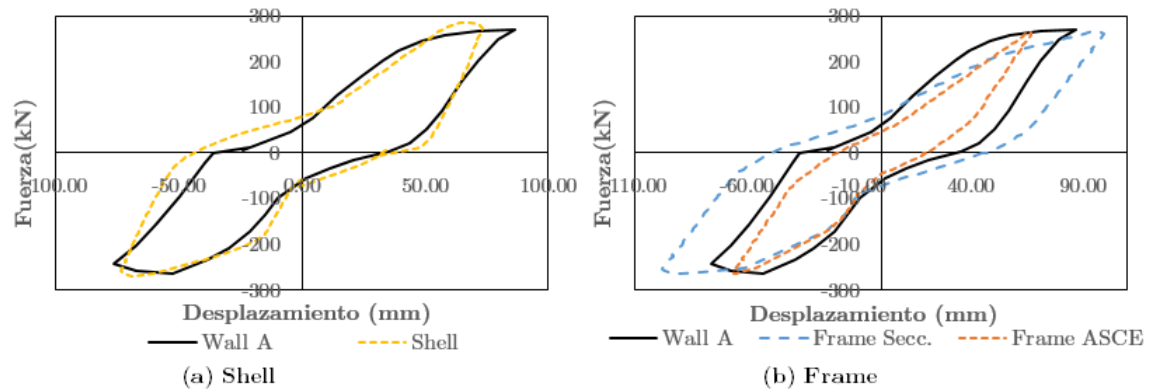


Figura 5.21: Comparación de envolvente de lazos histeréticos fuerza cortante-desplazamiento en elementos Shell, frame y el obtenido experimentalmente para el espécimen Wall A (fuente propia)

Tabla 5.3: Energía histerética y amortiguamiento histerético equivalente obtenidos experimentalmente, y a través de modelos con elementos shell y frame para espécimen Wall A

Modelo	$F_{max}$ [kN]	$\Delta_{max}$ [mm]	$E_{hist.}$ [J]	Error [%]	$E_{elast.}$ [J]	$\xi_{hist.}$	Error [%]
Wall A	270.01	86.69	23,090.24		11,703.81	0.16	-
Shell	285.71	83.32	26,603.22	15.2 %	11,902.76	0.18	13.3 %
Frame Secc.	265.05	99.64	31,936.40	38.3 %	13,204.88	0.19	22.6 %
Frame ASCE 41-13	264.15	67.15	13,011.93	43.6 %	8,868.84	0.12	25.6 %

Nuevamente el modelo Shell es el que mejores resultados obtiene en la representación de daño histerético, con un error de 13.3 % en la obtención del amortiguamiento

## 5.2. Respuesta ante carga cíclica

histerético equivalente y 15.2% en disipación de energía. Vemos también que existe en este caso una mejor representación de los elementos frame definidos con rótulas del análisis seccional, con un error de 22.6 % y 38.3 % en la obtención del amortiguamiento equivalente y disipación de energía respectivamente, contra un error de 25.6 % y 43.6 % para amortiguamiento equivalente y disipación de energía respectivamente, obtenido por el modelo con elementos frame definidos con rótulas del ASCE 41-13.

La figura 5.22 y la tabla 5.4 muestran una comparación de la energía disipada por daño histerético y el amortiguamiento histerético equivalente entre los modelos con elementos frame, shell y el medido experimentalmente para el espécimen Wall B.

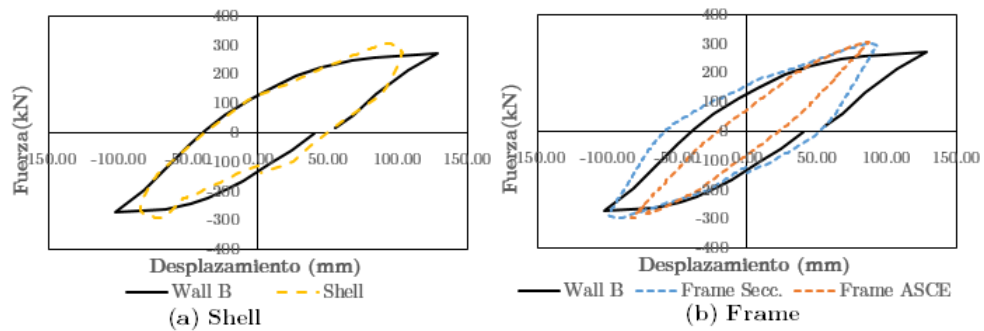


Figura 5.22: Comparación de envolvente de lazos histeréticos fuerza cortante-desplazamiento en elementos Shell, frame y el obtenido experimentalmente para el espécimen Wall A (fuente propia)

Tabla 5.4: Energía histerética y amortiguamiento histerético equivalente obtenidos experimentalmente, y a través de modelos con elementos shell y frame para espécimen Wall B

Modelo	$F_{max}$ [kN]	$\Delta_{max}$ [mm]	$E_{hist.}$ [J]	Error [%]	$E_{elast.}$ [J]	$\xi_{hist.}$	Error [%]
Wall B	272.00	128.58	38,451.53		17,487.23	0.17	-
Shell	297.37	103.23	37,268.70	3.1 %	15,348.75	0.19	10.4 %
Frame Secc.	291.80	93.25	42,913.51	11.6 %	13,605.18	0.25	43.4 %
Frame ASCE 41-13	301.58	87.40	28,457.61	26.0 %	13,179.05	0.17	1.8 %

En este caso, el modelo Shell representa mucho mejor la energía disipada por histéresis con un error de 3 % aproximadamente, contra un 11.6 % y 26 % para los

modelos frame con rótulas del análisis seccional y del ASCE 41-13 respectivamente. Sin embargo, en cuanto a la obtención del amortiguamiento histerético equivalente, el elemento shell presenta un error de 10.4 %, contra un 43.4 % y 1.8 % de los elementos frame del análisis seccional y del ASCE 41-13 respectivamente. El menor error en el caso del elemento Frame con rótulas del ASCE 41-13, se debe a que la proporción entre la energía histerética disipada contra la energía elástica equivalente es parecida al obtenido experimentalmente. Esto se debe a que el ensayo es controlado por fuerza, y el elemento frame no ha llegado a los mismos niveles de desplazamiento que el modelo experimental y el obtenido con elementos shell.

En general los elementos de plasticidad concentrada (en elementos frame) tienen la ventaja de que tienen un bajo costo computacional, pero tienen la dificultad que se debe de conocer como va a ser la respuesta cíclica que van a presentar los elementos, tanto en carga como en descarga para predecir de forma adecuada la disipación de energía. En caso de elementos shell, al ser basado en un elemento finito tipo área, se puede reproducir de forma precisa el comportamiento no lineal de los materiales constituyentes, en diferentes puntos, reproduciendo mejor de esta forma el comportamiento no lineal, como se ha visto en los ensayos cíclicos.

### 5.2.3. Errores en la predicción de Fuerzas y derivas máximas

En general en todos los especímenes, el modelo histerético PIVOT es la que mejor reproduce el comportamiento no lineal de los muros acoplados, tanto en elementos Shell como elementos frame de rótulas concentradas. Se observa que los elementos shell tienen una mejor precisión que los elementos frame en todos los casos, con errores promedio de 13.7 % para las derivas y 10.3 % para las fuerzas máximas. Las rótulas de los elementos frame definidas con el ASCE 41-13, muestran en general un comportamiento mas conservador que las definidas con el análisis seccional, e incluso que las medidas experimentalmente. Los elementos frame con rótulas del análisis seccional presentan errores porcentuales promedio de 17.9 % para las derivas y 18.9 % para las fuerzas máximas, mientras que las definidas con el ASCE 41-13 presentan errores promedio de 22.1 % para las derivas y 20.8 % para las fuerzas



## 5.2. Respuesta ante carga cíclica

máximas. Las tablas 5.5 y 5.6 muestran las cortantes y derivas máximas obtenidas para cada espécimen ante carga cíclica según los tipos de elementos empleados en la modelación.

Tabla 5.5: Fuerzas máximas y derivas ante carga cíclica de los especímenes CW1, CW2, CW3, wall A, Wall B con elementos Shell

Modelo	Variable	CW1	CW2	CW3	Wall A	Wall B
Ensayo	Deriva [%]	0.22	1.19	0.80	1.58	2.34
	Fuerza [kN]	82.24	138.66	117.19	270.00	272.00
Shell	Deriva [%]	0.25	1.13	0.93	1.34	1.90
	Error	13.3 %	5.0 %	16.25 %	15.2 %	18.9 %
	Fuerza [kN]	101.99	151.56	113.66	285.71	297.37
	Error	24.0 %	9.3 %	3.0 %	5.8 %	9.3 %

Tabla 5.6: Fuerzas máximas y derivas ante carga cíclica de los especímenes CW1, CW2, wall A, Wall B con elementos frame

Modelo	Variable	CW1	CW2	Wall A	Wall B
Ensayo	Deriva [%]	0.22	1.19	0.80	2.34
	Fuerza [kN]	82.24	138.66	117.19	272.00
Frame Secc.	Deriva [%]	0.26	1.30	1.82	1.70
	Error	20.3 %	8.8 %	15.2 %	27.5 %
	Fuerza [kN]	123.11	161.98	265.05	291.80
	Error	49.7 %	16.8 %	1.8 %	7.3 %
Frame ASCE 41-13	Deriva [%]	0.26	1.03	1.22	1.60
	Error	20.3 %	13.4 %	22.8 %	31.7 %
	Fuerza [kN]	123.11	167.02	264.15	301.58
	Error	49.7 %	20.5 %	2.2 %	10.9 %

### 5.2.4. Tiempo de cálculo

La tabla 5.7 resume el tiempo de cálculo de la respuesta de la estructura para todos los especímenes de muros acoplados ensayados ante carga cíclica. Como se puede observar el tiempo de cálculo en este caso es hasta 4.5 veces mas grande que ante carga pushover, siendo el tiempo de cálculo con elementos shell hasta 20 veces mayor que con elementos frame de rótulas concentradas.

### 5.3. Ventajas y desventajas del modelado no lineal con Shell y Frame

Tabla 5.7: Tiempo de cálculo de la respuesta de la estructura para todos los especímenes ante carga cíclica

Elemento	CW1	CW2	CW3	Wall A	Wall B
Shell	2771 seg	5973 seg	6774 seg	8006 seg	8930 seg
Frame	92 seg	201 seg	228 seg	270 seg	301 seg

## 5.3. Ventajas y desventajas del modelado no lineal con Shell y Frame

Algunas ventajas y desventajas del modelado con elementos shell y frame de rótulas concentradas en SAP2000 son:

### Elementos Shell

- El tiempo de modelado con Shell es mucho menor, debido a que sólo se debe definir las leyes constitutivas de los materiales y las capas de las secciones.
- Al ser el modelo shell un tipo de modelo de elementos finitos con tensión plana, los resultados que se obtienen son mucho mas precisos que en caso de elementos frame.
- Presenta mas problemas de convergencia asociados al tamaño de mallado.
- Presenta un tiempo de cálculo mucho mayor (hasta 20 veces) que en caso del elemento Frame.
- El comportamiento no lineal queda definido a partir de las leyes constitutivas y las direccionalidad de las componentes de los materiales.
- La interpretación correcta del comportamiento de la estructura es mas complicada en elementos shell, además que en SAP 2000 mucho de ello no se puede obtener de forma directa, sino que se debe de construir.

### Elementos Frame

- El tiempo de modelado con frame es mayor, debido a que se debe definir las propiedades de las rótulas para cada elemento y tipo de comportamiento

esperado (flexión, flexo compresión, cortante, etc) se incrementa en función de las asimetrías geométricas y de refuerzo de los elementos.

- Obtienen menor precisión en la obtención de la respuesta de la estructura, asociados a las simplificaciones de las formulaciones del elemento frame.
- Presenta menores errores de convergencia que en el caso del elemento shell.
- Presenta menores tiempos de cálculo que en caso de elementos shell.
- Se puede tener un mejor control sobre el comportamiento no lineal de los elementos a través de las rótulas plásticas. Además los resultados se muestran de forma directa y son más fáciles de interpretar que en el caso de elementos shell.

## 5.4. Limitaciones del programa SAP2000

- Dentro de SAP2000 existe para representar al hormigón como material un modelo constitutivo acoplado, a través de la teoría de Darwin-Pecknold [23]. Este modelo representa de manera directa la interacción, flexión, axil y cortante en muros de corte, lo cual resulta bastante apropiado para su empleo en modelos de muros acoplados y está disponible en elementos shell únicamente. Sin embargo, su uso presenta muchos problemas de convergencia e inestabilidades numéricas que son dependientes del tamaño de mallado debido a fallas locales, por lo que en este estudio se ha decidido emplear el modelo direccional no acoplado para el hormigón.
- Las deformaciones y niveles de daño no se muestran dentro del SAP2000, al menos no de forma directa, de tal manera que se debe evaluar el comportamiento de la estructura a partir de los niveles de esfuerzo y fuerzas según cada dirección de análisis.
- Los casos de carga lateral gobernados por fuerza y por desplazamiento, no se pueden colocar en un sólo caso de carga, de tal forma que se debe de crear varios casos de carga y unirlos por fuera del programa SAP2000.

#### 5.4. Limitaciones del programa SAP2000

- Existe un limitado número de modelos histeréticos en comparación con otros software mas académicos como el caso de Raumoko.
- Sólo está disponible el modelo histerético Isotrópico para las rótulas axil-flexión (PM3) en elementos frame, no siendo en muchos casos apropiado para representar la respuesta de los elementos ante carga cíclica.
- Dentro de SAP2000 se permite la asignación directa de algunas rótulas de las tablas del ASCE 41-13 a partir de la versión v.20, sin embargo estas están disponibles sólo para vigas y columnas a flexión.
- No existen rótulas de los elementos frame disponibles que considere un modelo acoplado del comportamiento simultáneo de axil. flexión y cortante en un elemento.

# Capítulo 6

## Conclusiones

- La fuerza cortante máxima y la deriva máxima del último nivel ante carga lateral pushover son mas precisos empleando en el modelo no lineal elementos Shell, con errores promedio de predicción de 6 % para la fuerza máxima y 5 % para la deriva máxima. En caso de los elementos Frame definidos con rótulas del análisis seccional, se obtuvieron errores de predicción promedio de 17.2 % para las derivas máximas y 8 % para las fuerzas máximas y en el caso de elementos frame definidos con rótulas del ASCE 41-13 se obtuvieron errores promedio de 26.8 % para las derivas y 7 % para las fuerzas máximas.
- Se ha determinado para los especímenes ensayados que el tamaño de mallado en elementos Shell con el que se obtienen resultados bastante buenos, corresponde al tamaño del canto de la viga de acople dividido entre 3, y procurando elementos los mas cuadrangulares posibles.
- El modelo histerético de PIVOT con los parámetros no lineales sugeridos, representan con mucha mayor precisión el comportamiento cíclico global de los especímenes de muros acoplados que el modelo de Takeda, sobre todo el efecto de pinching de los lazos de histéresis en elementos cuya falla esté gobernado tanto por cortante, flexión, compresión y una combinación de ellas. El modelo de Takeda representa mejor el comportamiento histerético ante carga cíclica en especímenes cuya falla esté gobernado básicamente por flexión.
- La fuerza cortante máxima y la deriva del último nivel ante carga lateral

cíclica queda mejor representada por elementos shell con errores promedio de predicción de 13.7% para las derivas y 7.9% para las fuerzas máximas. Del mismo modo, en el caso de elementos frame definidos con rótulas del análisis seccional, los errores en la predicción de fuerzas máximas y derivas son de 8.6% y 17.2% respectivamente. En el caso de elementos frame con rótulas del ASCE 41-13 son de 22.1% y 11.2% para las derivas y fuerzas máximas respectivamente.

- En elementos frame, las rótulas definidas con el ASCE 41-13 son mucho mas conservadoras en la respuesta global de la estructura que las rótulas definidas con el análisis seccional tanto para carga pushover como para cargas cíclicas.
- La energía disipada por daño histerético queda mejor representado con elementos shell, con errores de predicción promedio de 8.4%. En el caso de elementos frame con rótulas del análisis seccional y del ASCE 41-13 el error es de 21% y 33% respectivamente. El amortiguamiento histerético equivalente nuevamente queda mejor representado por los elementos shell con errores de predicción promedio de 8.9%, contra 32.5% y 20.17% de los elementos frame definidos con rótulas del análisis seccional y del ASCE 41-13 respectivamente.
- Dentro de SAP2000, los elementos shell representan con mucha mayor precisión el comportamiento no lineal de los muros acoplados en comparación con los elementos frame; sin embargo, tienen la desventaja de un mayor costo computacional y posibles problemas de convergencia asociado al tamaño de malla en comparación con elementos frame, tanto para carga cíclica como para pushover.
- En SAP2000, el tiempo de modelado es mucho mas inmediato empleando elementos shell, mientras que en el caso de elementos frame con rótulas concentradas es mucho mayor, sobre todo en estructuras que tengan asimetrías tanto en refuerzo como en geometría de sus elementos (muros y vigas de acoplamiento).
- Se ha demostrado que con un software profesional como el SAP2000, se puede modelar estructuras de muros acoplados con suficiente precisión para fines

prácticos, siguiendo el procedimiento que se ha descrito en el presente trabajo, al menos en lo que a respuesta global de la estructura refiere.

## 6.1. Trabajos de investigación futuros

- En aras a mejorar los modelos con elementos frame de rótulas concentradas en SAP2000, se requeriría proponer rótulas de corte que consideren el efecto acoplado del axil-flexión y cortante, de tal forma de tener una mejor representación del comportamiento no lineal de los elementos. Tampoco se ha evaluado el efecto del deslizamiento por cortante del refuerzo en el comportamiento histérico de las vigas de acople, por lo que considerar éstos aspectos en modelos no lineales en SAP2000 representan una oportunidad de investigación.
- Implementar otros tipos de elementos no lineales en SAP2000 como el Multiple Vertical Line Element Model (MLVEM), o el elemento frame con plasticidad distribuida, o una combinación de éstos modelos con elementos shell layered, de tal forma de tener modelos híbridos no lineales que representen con mayor precisión y a un menor costo computacional el comportamiento no lineal de muros y vigas de acoplamiento representa también una oportunidad de trabajo futuro.
- Realizar un estudio paramétrico de algunas variables importantes para el análisis y diseño de muros acoplados, tales como: El grado de acoplamiento, cuantías de refuerzo en vigas de acople, orientación del refuerzo, etc; que nos permitan a partir del modelado analítico, conocer su comportamiento y dar las recomendaciones del caso, son una oportunidad de investigación futura.

# Referencias Bibliográficas

- [1] Moehle JP, Ghodsi T, Hooper JD, Fields DC, Gedhada R. Seismic design of cast-in-place concrete special structural walls and coupling beams. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 2011;6.
- [2] El-Tawil S, Harries KA, Fortney PJ, Shahrooz BM, Kurama Y. Seismic design of hybrid coupled wall systems: state of the art. Journal of structural engineering. 2010;136(7):755–769.
- [3] Ding R, Tao MX, Nie X, Mo YL. Analytical model for seismic simulation of reinforced concrete coupled shear walls. Engineering Structures. 2018;168:819 – 837. Available from: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029617332820>.
- [4] Hernández H. SAP2000 Software integrado para el análisis y diseño estructural; 2017.
- [5] CSI. CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE, and CSI-Bridge. Computer and Structures Inc. Berkeley, CA; 2011.
- [6] Lu X, Xie L, Guan H, Huang Y, Lu X. A shear wall element for nonlinear seismic analysis of super-tall buildings using OpenSees. Finite Elements in Analysis and Design. 2015;98:14–25.
- [7] Deierlein GG, Reinhorn AM, Willford MR. Nonlinear structural analysis for seismic design. NEHRP seismic design technical brief. 2010;4:1–36.
- [8] CSI. Technical note Material Stress-strain curves. Computer and Structures Inc. Berkeley, CA; 2008.



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [9] ASCE. ASCE 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings; 2013.
- [10] Lu X, Chen Y. Modeling of coupled shear walls and its experimental verification. *Journal of Structural Engineering*. 2005;131(1):75–84.
- [11] Santhakumar AR. Ductility of coupled shear walls. University of Canterbury. Christchurch 8041, New Zeland; 1974.
- [12] Mander JB, Priestley MJ, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*. 1988;114(8):1804–1826.
- [13] ACI. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary; 2014.
- [14] Turgeon J. The seismic performance of coupled reinforced concrete walls. University of Washintong; 2011.
- [15] Kolozvari K, Terzic V, Miller R, Saldana D. Assessment of dynamic behavior and seismic performance of a high-rise rc coupled wall building. *Engineering Structures*. 2018;176:606–620.
- [16] Priestley MJ, Calvi G, Kowalsky M. Displacement Based Seismic Design of Structures. vol. 1 of 1. 1st ed. Via Ferrata 1, Pravia Italy: IUSS PRESS; 2007.
- [17] Rezapour M, Ghassemieh M. Macroscopic modelling of coupled concrete shear wall. *Engineering Structures*. 2018;169:37–54.
- [18] Honarparast S, Chaallal O. Non-linear time history analysis of reinforced concrete coupled shear walls: Comparison of old design, modern design and retrofitted with externally bonded CFRP composites. *Engineering Structures*. 2019;185:353 – 365. Available from: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029618331675>.
- [19] Vulcano A, Bertero VV, Colotti V. Analytical modeling of RC structural walls. In: 9th World Conference on Earthquake Engineering. vol. 6; 1988. p. 41–6.
- [20] Orakcal K, Sanchez LMM, Wallace JW. Analytical modeling of reinforced concrete walls for predicting flexural and coupled-shear-flexural responses. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering ?; 2006.

- [21] Soltani A, Behnamfar F, Behfarnia K, Berahman F. Numerical tools for modeling of RC shear walls. In: Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, Leuven, Belgium; 2011. p. 4–6.
- [22] Harries KA. Seismic design and retrofit of coupled walls using structural steel. McGill University Libraries; 1995.
- [23] CSI. Technical note Modified Darwin-Pecknold 2-D reinforced concrete material model. Computer and Structures Inc. Berkeley, CA; 2015.
- [24] FEMA, ASCE. FEMA 356 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings; 2000.
- [25] Bairán JM. Apuntes de clase Ingeniería Sísmica Basada en Prestaciones; 2019.
- [26] Lu X, Lu X, Guan H, Ye L. Collapse simulation of reinforced concrete high-rise building induced by extreme earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2013;42(5):705–723.
- [27] Chadwell C, Imbsen R. XTRACT: A tool for axial force-ultimate curvature interactions. In: Structures 2004: Building on the past, securing the future. ASCE Library; 2004. p. 1–9.
- [28] CSI. Technical note Parametric P-M2-M3 Hinge Model. Computer and Structures Inc. Berkeley, CA; 2008.
- [29] Aguiar R, Mora D, Rodríguez M. Diagrama momentocurvatura y momento-rotación para elementos de hormigón armado y acero con ASCE/SEI 41 y sistema de computación CEINCI-LAB. *Revista Ciencia*. 2015;17(2):191–228.
- [30] Jacobsen LS. Damping in composite structures. II WCEE, Tokyo, 1960. 1960;.
- [31] Arnau O. Análisis no lineal en la evaluación y diseño estructural: Aplicaciones, tendencias y oportunidades.; 2019.

# Apéndices

## Apéndice A

### Tablas de relaciones fuerza desplazamiento (Momento-Rotación) del ASCE 41-13

**Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—R/C Shear Walls and Associated Components Controlled by Flexure**

	Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation <sup>a</sup> (radians)			
		a	b		c	Performance Level		
						IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c'}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$	Confined Boundary <sup>b</sup>						
$\leq 0.1$	$\leq 4$	0.010	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020	0.020
$\leq 0.1$	$\geq 6$	0.009	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015	0.015
$\geq 0.25$	$\leq 4$	0.005	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012	0.012
$\geq 0.25$	$\geq 6$	0.008	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010	0.010
$\leq 0.1$	$\leq 4$	0.006	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015	0.015
$\leq 0.1$	$\geq 6$	0.003	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010	0.010
$\geq 0.25$	$\leq 4$	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005	0.005
$\geq 0.25$	$\geq 6$	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004	0.004
ii. Shear wall coupling beams <sup>c</sup>								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>d</sup>	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$	0.050						
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	$\leq 3$	0.025	0.040	0.75	0.010	0.025	0.050	0.050
	$\geq 6$	0.020	0.035	0.50	0.005	0.020	0.040	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	$\leq 3$	0.020	0.025	0.50	0.006	0.020	0.035	0.035
	$\geq 6$	0.010	0.050	0.25	0.005	0.010	0.025	0.025
Diagonal reinforcement	NA	0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050	0.050

**Table 10-20. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—R/C Shear Walls and Associated Components Controlled by Shear**

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) <sup>a</sup>				Strength Ratio			Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians) <sup>a</sup>			
	$d$	$e$	$g$	$c$	$f$	$IO$	$LS$	$CP$			
i. Shear walls and wall segments <sup>b</sup>											
$\frac{(A_x - A'_x)f_y + P}{t_w l_w f'_c} \leq 0.05$	1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.40	1.5	2.0			
$\frac{(A_x - A'_x)f_y + P}{t_w l_w f'_c} > 0.05$	0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.75	1.0			
ii. Shear wall coupling beams <sup>c</sup>											
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>d</sup>											
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	0.02	0.030		0.60		0.006	0.020	0.030			
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	0.016	0.024		0.30		0.005	0.016	0.024			
	0.012	0.025		0.40		0.006	0.010	0.020			
	0.008	0.014		0.20		0.004	0.007	0.012			

<sup>a</sup>For shear walls and wall segments, use drift; for coupling beams, use chord rotation; refer to Figures 10-5 and 10-6.

<sup>b</sup>For shear walls and wall segments where inelastic behavior is governed by shear, the axial load on the member must be  $\leq 0.15A_g f'_c$ ; otherwise, the member must be treated as a force-controlled component.

<sup>c</sup>Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing  $\leq d/3$  and (b) strength of closed stirrups  $V_s \geq 3/4$  of required shear strength of the coupling beam.

<sup>d</sup>For coupling beams spanning  $< 8$  ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.

## Apéndice B

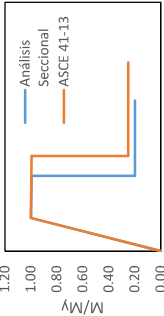
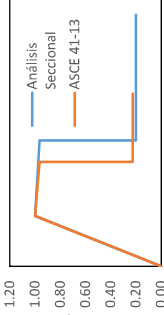
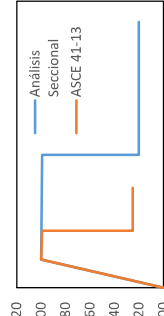
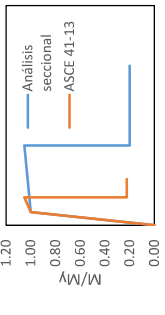
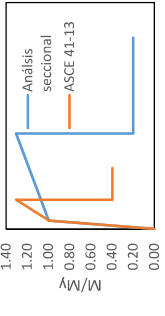
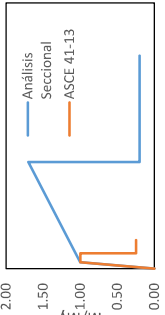
Diagramas momento rotación  
según ASCE 41-13 y análisis  
seccional para muros CW1, CW2,  
CW3, Wall A y WallB

# WALL A/B - CORTE A

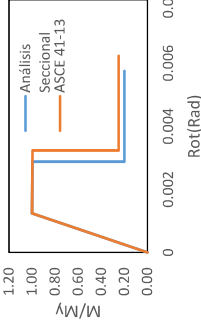
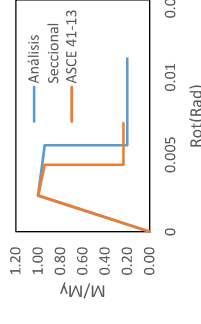
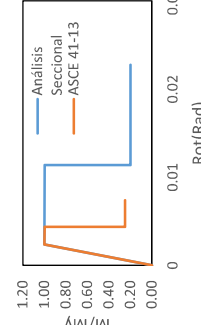
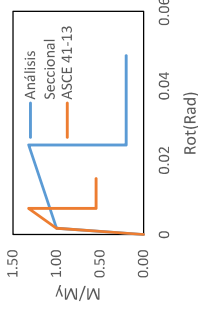
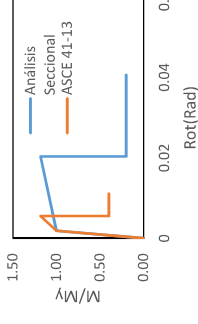
P1= 1903.6 kN				P2= 672.9 kN				P3= 277.2 kN				P7= 1090.0 kN			
M-Ø		ASCE 41-13		M-Ø		ASCE 41-13		M-Ø		ASCE 41-13		M-Ø		ASCE 41-13	
M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot
ØY= 2.87E-03	0	0.00	0	ØY= 5.58E-03	0	0.00	0	ØY= 4.59E-03	0	0.00	0	ØY= 4.78E-03	0	0.00	0
ØU= 6.43E-03	1.00	1.31E-03	1.00	ØU= 1.94E-02	1.00	2.55E-03	1.00	ØU= 2.75E-02	1.00	2.10E-03	1.00	ØU= 1.24E-02	1.00	2.18E-03	1.00
My= 169.60kNm	1.00	2.94E-03	1.00	My= 226.20kNm	0.96	8.86E-03	0.96	My= 150.60kNm	1.11	1.26E-02	1.11	My= 258.00kNm	0.98	5.65E-03	0.98
Mu= 169.40kNm	0.20	2.94E-03	0.25	Mu= 216.50kNm	0.20	8.86E-03	0.24	Mu= 166.60kNm	0.20	1.26E-02	0.22	Mu= 252.50kNm	0.20	5.65E-03	0.22
LP= 0.46m	0.20	5.88E-03	0.25	LP= 0.46m	0.20	1.77E-02	0.24	LP= 0.46m	0.20	2.51E-02	0.22	LP= 0.46m	0.20	1.13E-02	0.22
IO	1.48E-03	0.20	2.31E-03	IO	4.45E-03	0.20	3.55E-03	IO	6.32E-03	0.20	3.10E-03	IO	2.84E-03	0.20	3.18E-03
LS	2.20E-03	0.20	4.31E-03	LS	6.64E-03	0.20	5.27E-03	LS	9.43E-03	0.20	4.50E-03	LS	4.24E-03	0.20	4.64E-03
CP	2.94E-03	0.20	6.31E-03	CP	8.86E-03	0.20	7.27E-03	CP	1.26E-02	0.20	6.50E-03	CP	5.65E-03	0.20	6.64E-03
a= 2.00E-03	b= 5.00E-03	c= 2.50E-01	IO= 1.00E-03	a= 2.00E-03	b= 4.71E-03	c= 2.36E-01	IO= 1.00E-03	a= 2.00E-03	b= 4.41E-03	c= 2.20E-01	IO= 1.00E-03	a= 2.00E-03	b= 4.46E-03	c= 2.23E-01	IO= 1.00E-03
LS= 3.00E-03	CP= 5.00E-03			LS= 2.71E-03	CP= 4.71E-03			LS= 2.71E-03	CP= 4.71E-03			LS= 2.41E-03	CP= 4.41E-03		
P4= 44.0 kN				P5= 0.0 kN				P6= 1312.0 kN				P8= 458.4 kN			
M-Ø		ASCE 41-13		M-Ø		ASCE 41-13		M-Ø		ASCE 41-13		M-Ø		ASCE 41-13	
M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot
ØY= 4.17E-03	0	0.00	0	ØY= 4.15E-03	0	0.00	0	ØY= 3.88E-03	0	0.00	0	ØY= 5.03E-03	0	0.00	0
ØU= 3.60E-02	1.00	1.91E-03	1.00	ØU= 3.82E-02	1.00	1.89E-03	1.00	ØU= 9.72E-03	1.00	1.77E-03	1.00	ØU= 2.36E-02	1.00	2.30E-03	1.00
My= 105.80kNm	1.25	1.65E-02	1.25	My= 97.94kNm	1.28	1.75E-02	1.28	My= 240.90kNm	1.05	4.44E-03	1.05	My= 185.90kNm	1.02	1.08E-02	1.02
Mu= 132.40kNm	0.20	1.65E-02	0.22	Mu= 125.20kNm	0.20	1.75E-02	0.25	Mu= 252.60kNm	0.20	4.44E-03	0.22	Mu= 190.20kNm	0.20	1.08E-02	0.25
LP= 0.46m	0.20	3.29E-02	0.22	LP= 0.46m	0.20	3.49E-02	0.25	LP= 0.46m	0.20	8.88E-03	0.22	LP= 0.46m	0.20	2.16E-02	0.25
IO	8.27E-03	0.20	2.91E-03	IO	8.77E-03	0.20	2.89E-03	IO	2.23E-03	0.20	2.77E-03	IO	5.43E-03	0.20	7.30E-03
LS	1.23E-02	0.20	4.40E-03	LS	1.31E-02	0.20	4.89E-03	LS	3.33E-03	0.20	4.20E-03	LS	8.10E-03	0.20	5.30E-03
CP	1.65E-02	0.20	6.40E-03	CP	1.75E-02	0.20	6.89E-03	CP	4.44E-03	0.20	6.20E-03	CP	1.08E-02	0.20	7.30E-03
a= 2.00E-03	b= 4.50E-03	c= 2.25E-01	IO= 1.00E-03	a= 2.00E-03	b= 5.00E-03	c= 2.50E-01	IO= 1.00E-03	a= 2.00E-03	b= 4.43E-03	c= 2.21E-01	IO= 1.00E-03	a= 2.00E-03	b= 5.00E-03	c= 2.50E-01	IO= 1.00E-03
LS= 2.50E-03	CP= 4.50E-03			LS= 3.00E-03	CP= 5.00E-03			LS= 2.43E-03	CP= 4.43E-03			LS= 3.00E-03	CP= 5.00E-03		



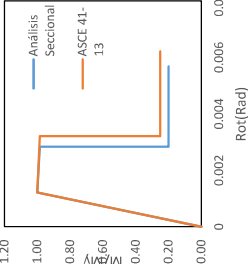
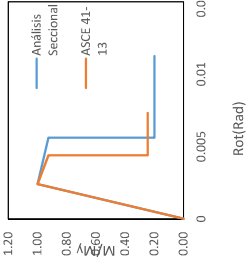
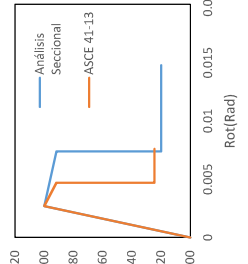
# WALL A/B-CORTE B

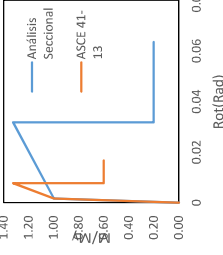
P1= 1814.6 kN				P2= 1003.1 kN				P3= 502.7 kN			
M-Ø		ASCE 41-13		M-Ø		ASCE 41-13		M-Ø		ASCE 41-13	
M/M <sub>y</sub>	rot	M/M <sub>y</sub>	rot	M/M <sub>y</sub>	rot	M/M <sub>y</sub>	rot	M/M <sub>y</sub>	rot	M/M <sub>y</sub>	rot
ØY= 2.78E-03	0.00	0.00	0	ØY= 4.90E-03	0.00	0.00	0	ØY= 5.16E-03	0.00	0.00	0
ØU= 6.35E-03	1.00	1.06E-03	1.00	ØU= 1.22E-02	1.00	1.87E-03	1.00	ØU= 2.43E-02	1.00	1.97E-03	1.00
My= 161.80kNm	0.99	2.42E-03	0.99	My= 256.60kNm	0.96	4.66E-03	0.96	My= 196.50kNm	0.99	9.27E-03	0.99
Mu= 160.80kNm	0.20	2.42E-03	0.25	Mu= 247.20kNm	0.20	4.66E-03	0.23	Mu= 195.10kNm	0.20	9.27E-03	0.25
LP= 0.38m	0.20	4.84E-03	0.25	LP= 0.38m	0.20	9.33E-03	0.23	LP= 0.38m	0.20	1.85E-02	0.25
IO	2.42E-03	IO	2.06E-03	IO	4.66E-03	IO	2.87E-03	IO	9.27E-03	IO	2.97E-03
LS	3.63E-03	LS	4.06E-03	LS	7.00E-03	LS	4.39E-03	LS	1.39E-02	LS	4.97E-03
CP	4.84E-03	CP	6.06E-03	CP	9.33E-03	CP	6.39E-03	CP	1.85E-02	CP	6.97E-03
											
a=	2.00E-03	a=	2.00E-03	a=	2.00E-03	a=	2.00E-03	a=	2.00E-03	a=	2.00E-03
b=	5.00E-03	b=	5.00E-03	b=	4.53E-03	b=	4.53E-03	b=	5.00E-03	b=	5.00E-03
c=	2.50E-01	c=	2.50E-01	c=	2.26E-01	c=	2.26E-01	c=	2.50E-01	c=	2.50E-01
IO=	1.00E-03	IO=	1.00E-03	IO=	1.00E-03	IO=	1.00E-03	IO=	1.00E-03	IO=	1.00E-03
LS=	3.00E-03	LS=	3.00E-03	LS=	2.53E-03	LS=	2.53E-03	LS=	3.00E-03	LS=	3.00E-03
CP=	5.00E-03	CP=	5.00E-03	CP=	4.53E-03	CP=	4.53E-03	CP=	5.00E-03	CP=	5.00E-03
P4= 361.3 kN				P5= 0.0 kN				P6= 200.0 kN			
M-Ø		ASCE 41-13		M-Ø		ASCE 41-13		M-Ø		ASCE 41-13	
M/M <sub>y</sub>	rot	M/M <sub>y</sub>	rot	M/M <sub>y</sub>	rot	M/M <sub>y</sub>	rot	M/M <sub>y</sub>	rot	M/M <sub>y</sub>	rot
ØY= 4.72E-03	0.00	0	0	ØY= 3.82E-03	0.00	0	0	ØY= 3.85E-03	0.00	0	0
ØU= 2.85E-02	1.00	1.80E-03	1.00	ØU= 4.43E-02	1.00	1.45E-03	1.00	ØU= 6.32E-02	1.00	1.47E-03	1.00
My= 166.10kNm	1.05	1.09E-02	1.05	My= 89.17kNm	1.31	1.69E-02	1.31	My= 48.04kNm	1.70	2.41E-02	1.00
Mu= 174.90kNm	0.20	1.09E-02	0.22	Mu= 116.50kNm	0.20	1.69E-02	0.40	Mu= 81.73kNm	0.20	2.41E-02	0.25
LP= 0.38m	0.20	2.17E-02	0.22	LP= 0.38m	0.20	3.38E-02	0.40	LP= 0.38m	0.20	4.81E-02	0.25
IO	1.09E-02	IO	2.80E-03	IO	1.69E-02	IO	2.88E-03	IO	2.41E-02	IO	2.47E-03
LS	1.63E-02	LS	4.27E-03	LS	2.53E-02	LS	6.58E-03	LS	3.61E-02	LS	4.47E-03
CP	2.17E-02	CP	6.27E-03	CP	3.38E-02	CP	1.07E-02	CP	4.81E-02	CP	6.47E-03
											
a=	2.00E-03	a=	2.00E-03	a=	3.70E-03	a=	3.70E-03	a=	2.00E-03	a=	2.00E-03
b=	4.47E-03	b=	4.47E-03	b=	9.26E-03	b=	9.26E-03	b=	5.00E-03	b=	5.00E-03
c=	2.24E-01	c=	2.24E-01	c=	3.99E-01	c=	3.99E-01	c=	2.50E-01	c=	2.50E-01
IO=	1.00E-03	IO=	1.00E-03	IO=	1.43E-03	IO=	1.43E-03	IO=	1.00E-03	IO=	1.00E-03
LS=	2.47E-03	LS=	2.47E-03	LS=	5.13E-03	LS=	5.13E-03	LS=	3.00E-03	LS=	3.00E-03
CP=	4.47E-03	CP=	4.47E-03	CP=	9.26E-03	CP=	9.26E-03	CP=	5.00E-03	CP=	5.00E-03

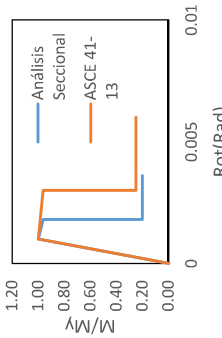
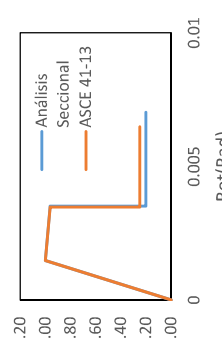
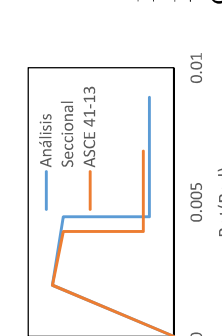
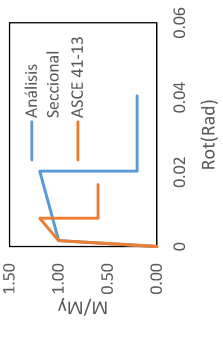
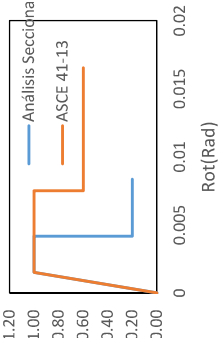

# WALL A/B-CORTE C

P1= 1725.6 kN				P2= 891.8 kN				P3= 482.7 kN			
M-O		ASCE 41-13		M-O		ASCE 41-13		M-O		ASCE 41-13	
M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot
QY= 2.69E-03	0	0.00	0	QY= 5.11E-03	0	0.00	0	QY= 5.19E-03	0	0.00	0
QU= 6.29E-03	1.00	1.23E-03	1.00	QU= 1.23E-02	1.00	2.33E-03	1.00	QU= 2.49E-02	1.00	2.37E-03	1.00
MY= 151.00kNm	1.00	2.87E-03	1.00	MY= 251.40kNm	0.94	5.60E-03	0.94	MY= 195.80kNm	1.00	1.14E-02	1.00
MU= 150.40kNm	0.20	2.87E-03	0.25	MU= 236.50kNm	0.20	5.60E-03	0.23	MU= 195.20kNm	0.20	1.14E-02	0.25
LP= 0.46m	0.20	5.74E-03	0.25	LP= 0.46m	0.20	1.12E-02	0.23	LP= 0.46m	0.20	2.27E-02	0.25
	IO	2.87E-03	IO	IO	5.60E-03	IO	3.33E-03	IO	1.14E-02	IO	3.37E-03
	LS	4.31E-03	LS	LS	8.40E-03	LS	5.03E-03	LS	1.71E-02	LS	5.37E-03
	CP	5.74E-03	CP	CP	1.12E-02	CP	7.03E-03	CP	2.27E-02	CP	7.37E-03
											
a=	2.00E-03	a=	2.00E-03	a=	2.00E-03	a=	2.00E-03	a=	2.00E-03	a=	2.00E-03
b=	5.00E-03	b=	5.00E-03	b=	4.69E-03	b=	4.69E-03	b=	5.00E-03	b=	5.00E-03
c=	2.50E-01	c=	2.50E-01	c=	2.35E-01	c=	2.35E-01	c=	2.50E-01	c=	2.50E-01
IO=	1.00E-03	IO=	1.00E-03	IO=	1.00E-03	IO=	1.00E-03	IO=	1.00E-03	IO=	1.00E-03
LS=	3.00E-03	LS=	3.00E-03	LS=	2.69E-03	LS=	2.69E-03	LS=	3.00E-03	LS=	3.00E-03
CP=	5.00E-03	CP=	5.00E-03	CP=	4.69E-03	CP=	4.69E-03	CP=	5.00E-03	CP=	5.00E-03
P4= 0.0 kN				P5= -122.2 kN							
M-O		ASCE 41-13		M-O		ASCE 41-13					
M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot				
QY= 3.64E-03	0	0.00	0	QY= 3.99E-03	0	0.00	0				
QU= 5.26E-02	1.00	1.66E-03	1.00	QU= 4.44E-02	1.00	1.82E-03	1.00				
MY= 84.72kNm	1.32	2.40E-02	1.32	MY= 113.30kNm	1.18	2.03E-02	1.18				
MU= 111.80kNm	0.20	2.40E-02	0.54	MU= 134.00kNm	0.20	2.03E-02	0.40				
LP= 0.46m	0.20	4.81E-02	0.54	LP= 0.46m	0.20	4.06E-02	0.40				
	IO	2.40E-02	IO	IO	2.03E-02	IO	3.25E-03				
	LS	3.61E-02	LS	LS	3.04E-02	LS	6.95E-03				
	CP	4.81E-02	CP	CP	4.06E-02	CP	1.11E-02				
											
a=	5.36E-03	a=	5.36E-03	a=	3.70E-03	a=	3.70E-03				
b=	1.34E-02	b=	1.34E-02	b=	9.25E-03	b=	9.25E-03				
c=	5.44E-01	c=	5.44E-01	c=	3.99E-01	c=	3.99E-01				
IO=	1.84E-03	IO=	1.84E-03	IO=	1.42E-03	IO=	1.42E-03				
LS=	7.20E-03	LS=	7.20E-03	LS=	5.12E-03	LS=	5.12E-03				
CP=	1.34E-02	CP=	1.34E-02	CP=	9.25E-03	CP=	9.25E-03				

WALL A/B-CORTE D

P1= 1636.6 kN				P2= 780.7 kN				P3= 600.0 kN			
M-O		ASCE 41-13		M-O		SCE 41-13		M-O		ASCE 41-13	
M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot
OY= 2.65E-03	0.00	0.00	0	OY= 5.26E-03	0.00	0.00	0	OY= 5.91E-03	0.00	0.00	0
OU= 6.21E-03	1.00	1.21E-03	1.00	OU= 1.23E-02	1.00	2.40E-03	1.00	OU= 1.62E-02	1.00	2.70E-03	1.00
My= 139.30kNm	0.98	2.84E-03	0.98	My= 239.40kNm	0.93	5.62E-03	0.93	My= 227.40kNm	0.92	7.39E-03	0.92
Mu= 137.10kNm	0.20	2.84E-03	0.25	Mu= 221.50kNm	0.20	5.62E-03	0.25	Mu= 208.40kNm	0.20	7.39E-03	0.24
LP= 0.46m	0.20	5.67E-03	0.25	LP= 0.46m	0.20	1.12E-02	0.25	LP= 0.46m	0.20	1.48E-02	0.24
IO	2.84E-03	IO	2.21E-03	IO	5.62E-03	IO	3.40E-03	IO	7.39E-03	IO	3.70E-03
LS	4.25E-03	LS	4.21E-03	LS	8.42E-03	LS	5.31E-03	LS	1.11E-02	LS	5.58E-03
CP	5.67E-03	CP	6.21E-03	CP	1.12E-02	CP	7.31E-03	CP	1.48E-02	CP	7.58E-03
											
a= 2.00E-03 b= 5.00E-03 c= 2.50E-01 IO= 1.00E-03 LS= 3.00E-03 CP= 5.00E-03				a= 2.00E-03 b= 4.91E-03 c= 2.45E-01 IO= 1.00E-03 LS= 2.91E-03 CP= 4.91E-03				a= 2.00E-03 b= 4.88E-03 c= 2.44E-01 IO= 1.00E-03 LS= 2.88E-03 CP= 4.88E-03			

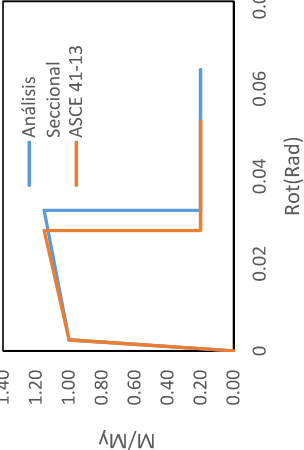
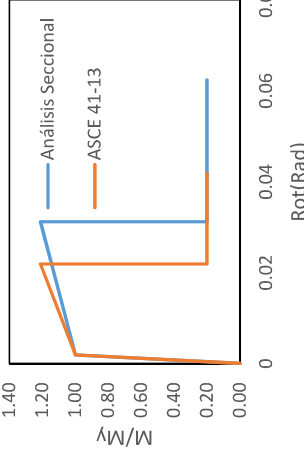
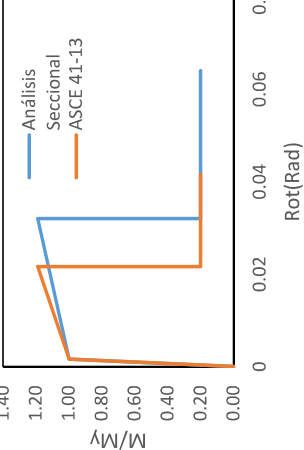
P4= 0.0 kN			
M-O		ASCE 41-13	
M/My	rot	M/My	rot
OY= 3.64E-03	0.00	0.00	0
OU= 6.94E-02	1.00	1.66E-03	1.00
My= 84.98kNm	1.33	3.17E-02	1.33
Mu= 112.60kNm	0.20	3.17E-02	0.60
LP= 0.46m	0.20	6.35E-02	0.60
IO	3.17E-02	IO	3.66E-03
LS	4.76E-02	LS	9.66E-03
CP	6.35E-02	CP	1.67E-02
			
a= 6.00E-03 b= 1.50E-02 c= 6.00E-01 IO= 2.00E-03 LS= 8.00E-03 CP= 1.50E-02			

P1= 1302.0 kN				P2= 750.1 kN				P3= 571.6 kN			
M-Ø		ASCE 41-13		M-Ø		SCE 41-13		M-Ø		ASCE 41-13	
M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot
ØY= 2.85E-03	0.00	0	0.00	0	ØY= 4.22E-03	0.00	0	0.00	0	ØY= 5.42E-03	0.00
ØU= 5.15E-03	1.00	9.98E-04	1.00	1.00	ØU= 1.00E-02	1.00	1.48E-03	1.00	1.00	ØU= 1.27E-02	1.00
My= 95.90kNm	0.96	1.80E-03	0.96	0.96	My= 144.70kNm	0.96	3.51E-03	0.96	0.91	My= 148.60kNm	0.91
Mu= 92.37kNm	0.20	1.80E-03	0.25	0.20	Mu= 139.30kNm	0.20	3.51E-03	0.25	0.20	Mu= 135.40kNm	0.20
LP= 0.35m	0.20	3.60E-03	0.25	0.20	LP= 0.35m	0.20	7.03E-03	0.25	0.20	LP= 0.35m	0.20
	IO	9.05E-04	IO	IO		IO	1.77E-03	IO	IO		IO
	LS	1.35E-03	LS	LS		LS	2.64E-03	LS	LS		LS
	CP	1.80E-03	CP	CP		CP	3.51E-03	CP	CP		CP
											
a=	0.002				a=	0.002				a=	0.002
b=	0.005				b=	0.005				b=	0.005
c=	0.250				c=	0.250				c=	0.250
IO=	0.001				IO=	0.001				IO=	0.001
LS=	0.003				LS=	0.003				LS=	0.003
CP=	0.005				CP=	0.005				CP=	0.005
P4= 0.0 kN				P5= 175.8 kN							
M-Ø		ASCE 41-13		M-Ø		ASCE 41-13					
M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot				
ØY= 4.53E-03	0.00	0	0.00	0	ØY= 4.34E-03	0.00	0	0.00	0		
ØU= 5.77E-02	1.00	1.59E-03	1.00	1.00	ØU= 1.19E-02	1.00	1.52E-03	1.00	1.52E-03		
My= 44.72kNm	1.19	2.02E-02	1.19	1.19	My= 0.00kNm	1.00	4.17E-03	1.00	7.52E-03		
Mu= 53.25kNm	0.20	2.02E-02	0.60	0.60	Mu= 0.00kNm	0.20	4.17E-03	0.60	7.52E-03		
LP= 0.35m	0.20	4.04E-02	0.60	0.60	LP= 0.35m	0.20	8.34E-03	0.60	1.65E-02		
	IO	1.02E-02	IO	IO		IO	2.10E-03	IO	3.52E-03		
	LS	1.52E-02	LS	LS		LS	3.13E-03	LS	9.52E-03		
	CP	2.02E-02	CP	CP		CP	4.17E-03	CP	1.65E-02		
											
a=	0.006				a=	0.006				a=	0.006
b=	0.015				b=	0.015				b=	0.015
c=	0.600				c=	0.600				c=	0.600
IO=	0.002				IO=	0.002				IO=	0.002
LS=	0.008				LS=	0.008				LS=	0.008
CP=	0.015				CP=	0.015				CP=	0.015

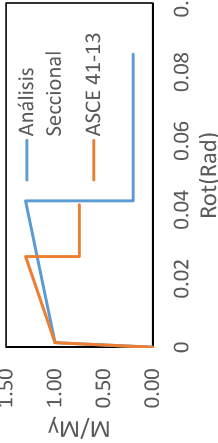
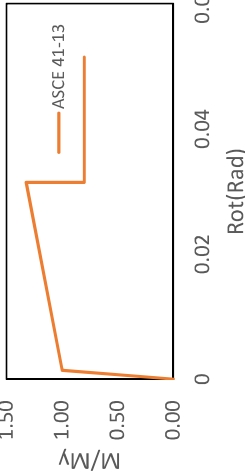
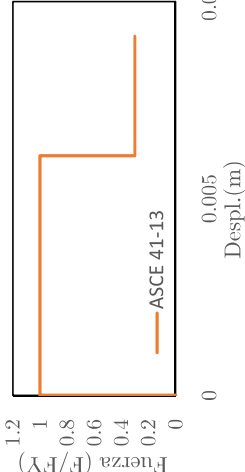
## Apéndice C

Relaciones momento rotación de  
rótulas a flexión para las vigas de  
acople CW1, CW2, CW3, Wall A  
y Wall B

# RÓTULAS DE FLEXIÓN-CW1/CW2/CW3

CW1				CW2				CW3			
M-Ø		ASCE 41-13		M-Ø		ASCE 41-13		M-Ø		ASCE 41-13	
M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot	M/My	rot
ØY= 1.27E-02	0.00	0.00	0	ØY= 9.42E-03	0.00	0.00	0	ØY= 7.95E-03	0.00	0.00	0
ØU= 1.61E-01	1.00	2.53E-03		ØU= 1.56E-01	1.00	1.88E-03		ØU= 1.60E-01	1.00	1.59E-03	
My= 11.66kNm	1.15	3.22E-02		My= 14.83kNm	1.21	3.12E-02		My= 18.85kNm	1.19	3.20E-02	
Mu= 13.42kNm	0.20	3.22E-02		Mu= 17.97kNm	0.20	3.12E-02		Mu= 22.43kNm	0.20	3.20E-02	
LP= 0.20m	0.20	6.44E-02		LP= 0.20m	0.20	6.24E-02		LP= 0.20m	0.20	6.40E-02	
	IO	1.62E-02			IO	1.57E-02			IO	1.61E-02	
	LS	2.42E-02			LS	2.34E-02			LS	2.40E-02	
	CP	3.22E-02			CP	3.12E-02			CP	3.20E-02	
											
a=	0.025	a=	0.020	a=	0.020	a=	0.020	a=	0.020	a=	0.020
b=	0.050	b=	0.040	b=	0.040	b=	0.040	b=	0.040	b=	0.040
c=	0.200	c=	0.200	c=	0.200	c=	0.200	c=	0.200	c=	0.200
IO=	0.010	IO=	0.010	IO=	0.010	IO=	0.005	IO=	0.005	IO=	0.005
LS=	0.020	LS=	0.020	LS=	0.010	LS=	0.010	LS=	0.010	LS=	0.010
CP=	0.025	CP=	0.025	CP=	0.020	CP=	0.020	CP=	0.040	CP=	0.040

RÓTULA DE FLEXIÓN Y CORTE ESPECÍMEN WALL A/WALL B

WALL A- REF. CONVENCIONAL				WALL B- REF. DIAGONAL				WALL A-RÓTULA DE CORTE			
M-Ø				ASCE 41-13				Punto Chord_rot. Despl. Despl. Fza			
ØY= 7.06E-03 ØU= 2.24E-01 My= 12.62kNm Mu= 16.40kNm LP= 0.19m	M/My	rot		M/My	rot		d=	0.016	0.00608	0	0
	0.00	0		0.00	0		e=	0.024	0.00912	0	1
	1.00	1.34E-03		1.00	1.44E-03		c=	0.3	0.114	0.00608	1
	1.30	4.25E-02		1.32	3.14E-02		IO=	0.005	0.0019	0.00608	0.3
	0.20	4.25E-02		0.80	3.14E-02		LS=	0.016	0.00608	0.00912	0.3
	0.20	8.51E-02		0.80	5.14E-02		CP=	0.024	0.00912		
	IO	4.25E-02		IO	7.44E-03						
LS	6.38E-02		LS	3.14E-02		Vn= 150.55 kN					
CP	8.51E-02		CP	5.14E-02							
											

## Apéndice D

Relaciones momento rotación de  
rótulas a corte para las vigas de  
acople CW1, CW2, CW3, Wall A  
y Wall B



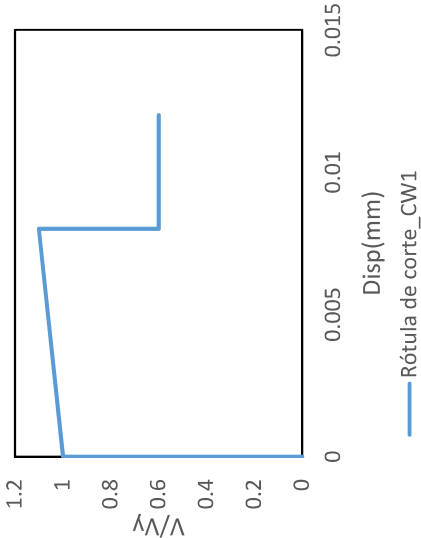
RÓTULAS DE CORTE CW1/CW2/CW3

CW1

		V/Vy	disp/SF
d=	0.02	0	0
e=	0.03	1	0
c=	0.6		
IO=	0.006	1.1	0.008
LS=	0.02	0.6	0.008
CP=	0.03	0.6	0.012

IO= 0.0024  
LS= 0.008  
CP= 0.012

Vy= 93.437 kN

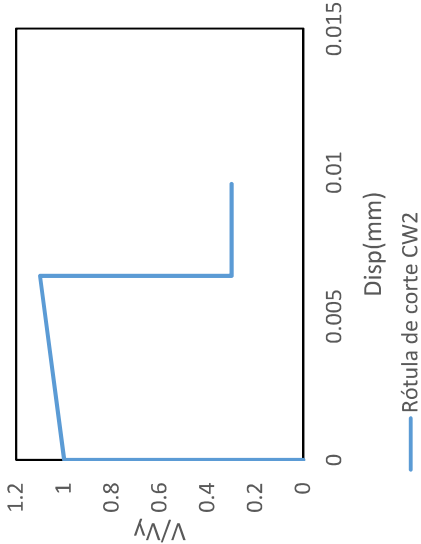


CW2

		V/Vy	disp/SF
d=	0.016	0	0
e=	0.024	1	0
c=	0.3		
IO=	0.005	1.1	0.0064
LS=	0.016	0.3	0.0064
CP=	0.024	0.3	0.0096

IO= 0.002  
LS= 0.0064  
CP= 0.0096

Vy= 117.298 kN



CW3

		V/Vy	disp/SF
d=	0.016	0	0
e=	0.024	1	0
c=	0.3		
IO=	0.005	1	0.0064
LS=	0.016	0.3	0.0064
CP=	0.024	0.3	0.0096

IO= 0.002  
LS= 0.0064  
CP= 0.0096

Vy= 141.158 kN

